Statens vegvesen

Geoteknikk i vegbygging

VEILEDNING

Håndbok 016

Juni 2010

INNHOLDSFORTEGNELSE

		Antall sider
	Forord	3
Kapittel 0	Introduksjon	18
Kapittel 1	Grunnundersøkelser	34
Kapittel 2	Laboratorieundersøkelser - Geotekniske parametere	51
Kapittel 3	Kvartærgeologi	26
Kapittel 4	Stabilitet	32
Kapittel 5	Jordtrykk	17
Kapittel 6	Bæreevne	22
Kapittel 7	Setninger	25
Kapittel 8	Forurenset grunn	11
Kapittel 9	Støttemurer og landkar	49
Kapittel 10	Spuntkonstruksjoner	64
Kapittel 11	Fundamentering på peler	84
Kapittel 12	Store rør og kulverter	40
Kapittel 13	Sikring mot teleskader	26
Kapittel 14	Vann og jord	23
Kapittel 15	Lette masser - grunnforsterkning	11
Kapittel 16	Armert jord	51
Kapittel 17	Rystelser og mulige skader	27
Kapittel 18	Anleggsstøy	7

FORORD

Geoteknikk i vegbygging skal være et praktisk hjelpemiddel og bidra til å sikre en god og enhetlig geoteknisk saksbehandling for prosjekter i regi av Statens vegvesen.

Boka henveder seg derfor først og fremst til etatens geotekniske saksbehandlere, men også til andre som utfører geoteknisk prosjektering i og for Statens vegvesen.

Det foreligger fem tidligere utgaver av boka utgitt som trykte versjoner i juni 1990 og i oktober 1992 og som elektronisk versjon i mai 2005, juni 2006 og mai 2009.

Foreliggende sjette utgave er tilpasset for å være i samsvar med Eurokode 7 NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 Geoteknisk prosjektering, Allmenne regler og NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver som fra 2010-04-01 vil være eneste gjeldende standarder innen geoteknikk i Norge. De vesentligste endringene i denne sammenheng er å finne i kapittel 0, men endringene påvirker også andre kapitler. For vegprosjekter i kvikkleireområder er det ellers vist til at disse alltid skal vurderes klassifisert i geoteknisk kategori 3 (høyeste nivå). Dette reflekterer på kontrollomfang i prosjekterings- og anleggsfasen samt eventuell oppfølging ved målinger. Kapitel 11 Fundamentering på peler var allerede i 2009-utgaven tilpasset prinsippene i Eurokode 7, men er nå oppdatert i forhold til NA:2008 når det gjelder partialfaktorer. Kapitlet om ”Store rør og kulverter” fra utgave 2 i 1992 er ellers omarbeidet og lagt inn i håndboken igjen. I kapittel 17 Rystelser og mulige skader er det angitt restriksjoner for rystelser fra sprengninger nær kvikkleireforekomster. Kapittelrekkefølgen er også endret idet Kvartærgeologi er flyttet frem som nytt kapittel 3 og tidligere kapittel 3 Geotekniske parametere er lagt inn bakerst i kapittel 2 Laboratorieundersøkelser.

Når det gjelder nytten som håndbok er det lagt vekt på å vise eksempler på anvendelse av teorigrunnlaget gjennom regneeksempler. Dette medfører til dels stor detaljeringsgrad i noen kapitler.

Foreliggende utgave av boka vil bli gjenstand for revisjon etter hvert som behov oppstår. Siste oppdaterte versjon vil være tilgjengelig på Vegveven.

Eventuelle kommentarer til håndboken kan sendes til frodeo@vegvesen.no.

Oslo april 2010

Vegdirektoratet

BIDRAGSYTERE

Ansvarlige for de ulike kapitlene i de enkelte utgavene har vært som vist i nedenstående tabeller, men også andre innen det geotekniske miljøet både i vegetaten og eksternt har bidratt med innspill og i diskusjoner.

Kap	Tema	1. og 2. utgave	3. og 4. utgave
0	Introduksjon	Åsmund Knutson	Anne Braaten/Tor Erik Frydenlund
1	Grunnundersøkelser	Nils Rygg	Knut Hagberg
2	Laboratorieundersøkelser	Frode Oset	El Hadj Nouri
3	Geotekniske parametere,	Åsmund Knutson	Åsmund Knutson/El Hadj Nouri
4	Stabilitet	Åsmund Knutson	Hermann Bruun/Arild Sleipnes
5	Jordtrykk	Åsmund Knutson	Anne Braaten/Frode Oset
6	Bæreevne	Åsmund Knutson	Anne Braaten
7	Setninger	Åsmund Knutson	Anne Braaten/Kaare Flaate
8	Forurenset grunn		Anne Braaten
9	Støttemurer og landkar	Åsmund Knutson	Arild Sleipnes/Frode Oset/Hans O. Hagen
10	Spuntkonstruksjoner	Åsmund Knutson	Anne Braaten/Guro Brendbekken
11	Fundamentering på peler	Nils Rygg	Steinar Giske
12	(Samvirke store rør og kulverter)	Jan Vaslestad	(Frode Oset/Jan Vaslestad)
13	Sikring mot teleskader	Åsmund Knutson	Anne Braaten/Tor Erik Frydenlund
14	Vann og jord	Åsmund Knutson	Anne Braaten/Elisabeth Gundersen
15	Lette masser - grunnforsterkning	Roald Aabøe	Roald Aabøe
16	Armert jord	Åsmund Knutson	Anne Braaten/T.E. Frydenlund
17	Rystelser og mulige skader	T.E. Frydenlund	T.E. Frydenlund
18	Anleggsstøy		Grete Tvedt
19	Kvartærgeologi		Ole Petter Wangen

Kap	Tema	5. utgave
0	Introduksjon	Anne Braaten/T.E.Frydenlund
1	Grunnundersøkelser	Knut Hagberg
2	Laboratorieundersøkelser	El Hadj Nouri
3	Geotekniske parametere,	Åsmund Knutson/El Hadj Nouri
4	Stabilitet	Hermann Bruun/Arild Sleipnes
5	Jordtrykk	Anne Braaten/Frode Oset
6	Bæreevne	Anne Braaten
7	Setninger	Anne Braaten/Kaare Flaate
8	Forurenset grunn	Anne Braaten
9	Støttemurer og landkar	Arild Sleipnes/Frode Oset/Hans O. Hagen
10	Spuntkonstruksjoner	Anne Braaten/Guro Brendbekken/ T.E.Frydenlund
11	Fundamentering på peler	Steinar Giske
12	(Samvirke store rør og kulverter)	(Frode Oset/Jan Vaslestad)
13	Sikring mot teleskader	Anne Braaten/Tor Erik Frydenlund
14	Vann og jord	Anne Braaten/Elisabeth Gundersen
15	Lette masser - grunnforsterkning	Roald Aabøe
16	Armert jord	Anne Braaten/T.E. Frydenlund
17	Rystelser og mulige skader	T.E. Frydenlund
18	Anleggsstøy	Grete Tvedt
19	Kvartærgeologi	Ole Petter Wangen

Kap	Tema	6. utgave
0	Introduksjon	Frode Oset/Steinar Giske/T E Frydenlund
1	Grunnundersøkelser	Knut Hagberg/T.E. Frydenlund/Frode Oset
2	Laboratorieundersøkelser og Geotekniske parametere,	El Hadj Nouri/ Åsmund Knutson
3	Kvartæregeologi	Ole Petter Wangen
4	Stabilitet	Hermann Bruun/Arild Sleipnes/Vikas Thakur
5	Jordtrykk	Frode Oset
6	Bæreevne	Frode Oset/T.E. Frydenlund
7	Setninger	Anne Braaten/Kaare Flaate
8	Forurenset grunn	Anne Braaten
9	Støttemurer og landkar	Arild Sleipnes/Frode Oset/Hans O. Hagen
10	Spuntkonstruksjoner	Guro Brendbekken/ T.E.Frydenlund/Marco Wendt
11	Fundamentering på peler	Steinar Giske/T.E. Frydenlund
12	Store rør og kulverter	Jan Vaslestad/Roger Guldvik Ebeltoft/ Frode Oset
13	Sikring mot teleskader	Anne Braaten/Tor Erik Frydenlund
14	Vann og jord	Elisabeth Gundersen/Kristine Flesjø
15	Lette masser - grunnforsterkning	Roald Aabøe
16	Armert jord	Anne Braaten/T.E. Frydenlund
17	Rystelser og mulige skader	T.E. Frydenlund
18	Anleggsstøy	Grete Tvedt

Arbeidet har vært styrt av en redaksjonskomité bestående av Roald Aabøe, Tor Erik Frydenlund, Frode Oset og Jan Vaslestad.

Kapittel 0

INTRODUKSJON

0.1 MÅLSETTING OG MÅLGRUPPE 0-2
0.2 INNHOLD OG REVISJON 0-2
0.3 SIKKERHETSPRINSIPPER I GEOTEKNIKK 0-2
0.3.1 Skadekonsekvenser ved brudd 0-2
0.3.2 Dimensjoneringsmetoder 0-3
0.3.3 Karakteristisk verdier av geotekniske materialegenskaper 0-3
0.3.4 Grensetilstander 0-4
0.3.5 Laster og partialfaktorer for laster, γ_F 0-5
0.3.6 Partialfaktor for materialegenskap γ_M og mobiliseringsgrad f 0-6
0.3.6.1 Bruddgrensetilstanden 0-7
0.3.6.2 Bruksgrensetilstanden 0-10
0.3.7 Geometriske data 0-10
0.4 EFFEKTIVSPENNINGS-/TOTALSPENNINGSANALYSE 0-11
0.5 SAMVIRKEPROGRAMMER 0-11
0.6 PROSJEKTERINGSKONTROLL OG UTFØRELSESKONTROLL 0-11
0.6.1 Prosjekteringskontroll 0-13
0.6.2 Utførelseskontroll 0-13
0.6.3 Prosjekteringsrapport 0-15
0.7 SYMBOLLISTE 0-17
0.8 REFERANSELISTE 0-17

0.1 MÅLSETTING OG MÅLGRUPPE

Målsettingen for håndboka er å gi retningslinjer/råd for geoteknisk saksbehandling i Statens vegvesen både for saksbehandlere innen etaten og for konsulenter utenfor, men også andre vil kanskje finne boken nyttig.

0.2 INNHOLD OG REVISJON

Dette er den sjette utgaven av håndbok 016. Etter at første utgave kom i 1990 er det utgitt en del veiledninger til håndbok 018; Vegbygging. Emner som omhandles i disse veiledningene, nå samlet i håndbok 274 utgitt i 2008, er tatt ut av håndbok 016 med henvisning til håndbok 274.

For de øvrige kapitlene er det foretatt feilretting og mindre revisjoner samt at endringer i geoteknisk praksis er innarbeidet. Spesielt gjelder dette tilpasning til Eurokodene.

0.3 SIKKERHETSPRINSIPPER I GEOTEKNIKK

NS 3480:1988 og NS 3480.P296 gir bestemmelser for geoteknisk prosjektering relatert til fundamentering, grunnarbeider og arbeid i berg. Standardiseringsarbeidet med Eurokoder har nå kommet så langt at det foreligger tre nye standarder som har betydning for prosjekteringsarbeider relatert til geoteknikk. Dette gjelder NS-EN 1990:2002+NA:2008 Eurokode: ”Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner” som angir felles bestemmelser for øvrige prosjekteringsstandarder. Videre foreligger to standarder innen geoteknikk NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 Eurokode 7: ”Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler” (norsk tekst) og NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 Eurokode 7: ”Geoteknisk prosjektering, Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver” (engelsk tekst). Fra 2010-04-01 vil Eurokodene være eneste gjeldene standarder og NS-serien vil bli trukket tilbake fra samme tidspunkt.

Prosedyrer og begreper som benyttes i de nye standardene er innarbeidet i det etterfølgende, men tidligere anvendte prosedyrer og begreper er opprettholdt der dette ikke er i strid med de nye standardene.

I tillegg til bruk av partialfaktor for påvirkning γ_F og partialfaktor for jordparametre γ_M kan mobiliseringsgraden *f* fortsatt anvendes ved beregning av jordtrykk. Bruk av mobiliseringsgraden *f* gjelder bare for jordtrykksberegninger, ikke for bæreevneberegning for støttekonstruksjoner. Eksemplene i kapitlene gir nøyere innføring i dette.

Videre er det gitt et sammendrag av grensetilstandsmetoden og sikkerhetsprinsippene, slik de er angitt i Vegvesenets håndbøker.

0.3.1 Skadekonsekvenser ved brudd

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

Konsekvensen av en skade inndeles i tre klasser etter NS-EN 1990:2002+NA:2008. Informativt tillegg B som vist i Figur 0. 1.

Konsekvens-klasse	Beskrivelse	Eksempel på bygg og anlegg
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)
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)
CC1	**Iiten** 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

Figur 0. 1 Definisjon av konsekvensklasser

Standarden definerer også Pålitelighetsklasser RC3 – RC1 som kan knyttes til Konsekvensklasser. Dette har betydning for omfanget av den prosjekteringskontroll og utførelseskontroll som kreves, se kapittel 0.6. Normalt vil de fleste offentlige vegprosjekter komme inn under konsekvensklasse CC2 eller CC3, men for detaljer i et prosjekt kan det være aktuelt å anvende CC1.

0.3.2 Dimensjoneringsmetoder

NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 beskriver tre ulike metoder for hvorledes forholdet mellom dimensjonerende lastvirkning og dimensjonerende motstand skal avveies. Ved geoteknisk prosjektering benyttes i Norge dimensjoneringsmetode 3 i henhold til NA:2008 med unntak ved prosjektering av peler hvor dimensjoneringsmetode 2 benyttes.

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

0.3.3 Karakteristisk verdier av geotekniske materialegenskaper

Karakteristisk materialegenskap for jord eller berg uttrykkes på den måten som er forutsatt i den analysemetode som skal anvendes. Usikkerhet knyttet til materialegenskaper skal dekkes ved å dividere karakteristisk egenskap X_k med en partialfaktor γ_M. Dette gir dimensjonerende verdi X_d, som benyttes til å beregne dimensjonerende motstand. Denne motstand skal være lik eller større enn dimensjonerende lastvirkning.

Resultatene av geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser skal vurderes med hensyn til pålitelighet og eventuelt korrigeres i henhold til anerkjente metoder.

Når det gjelder karakteristiske styrke- og deformasjonsparametere for jord og berg angir NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 2.4.5.2.(2)P at den karakteristiske verdien av en geoteknisk parameter skal velges som et forsiktig anslag for den verdien som har betydning for grensetilstanden.

Ved valg av parametere skal det utvises forsiktighet med å utnytte styrke som er betinget av store deformasjoner.

I kapittel 2.9 er det gjengitt en del tommelfingerregler og erfaringstall når det gjelder geotekniske materialegenskaper. Hensikten er å gi et mulig grunnlag til anvendelse for eksempel ved foreløpige overslag. Det er selvsagt ikke meningen at slike erfaringsdata skal benyttes istedenfor parametermålinger for det enkelte prosjekt. Dersom erfaringsdata alene likevel legges til grunn for dimensjonering av et prosjekt, må det gjøres en nøye vurdering av de faktiske grunnforholdene og relevans av aktuelle parametere som da skal velges som et svært forsiktig anslag.

0.3.4 Grensetilstander

Analyser og beregninger som gjelder lastvirkninger, skal 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 tilfredsstiller de krav som den ble dimensjonert for. Følgende grensetilstander skal vurderes og eventuelt analyseres.

- Bruddgrensetilstanden
  herunder
  - utmatting
  - ulykker
- bruksgrensetilstanden

Bruddgrensetilstanden
Bruddgrensetilstanden skal 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 undersøkes om forskyvningen av konstruksjonen eller deler av den er akseptabel.

- Utmatting
Hvor sykliske eller andre variable laster kan påvirke styrken eller deformasjonsegenskapene i jord, berg eller andre materialer så skal fare for brudd under slike forhold analyseres. Slik påvirkning kan i jord skje ved strukturforstyrrelse og/eller oppbygging av poretrykk. Det skal påvises at slike lastvirkninger ikke kan føre til at bruddgrensetilstanden inntreffer.

- Ulykker
For konstruksjoner som kan bli utsatt for ulykkeslaster og hvor brudd kan bli omfattende eller utvikle seg progressivt skal bruddgrensesituasjonen analyseres spesielt.

Det skal påvises at mulige, om enn lite sannsynlige, lastvirkninger ikke kan føre til at bruddgrensetilstanden inntreffer.

Bruksgrensetilstanden
Bruksgrensetilstanden skal 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.

0.3.5 Laster og partialfaktorer for laster, γ_F

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

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep}$$

og $F_{rep} = \psi \cdot F_k$ der F_k er opptredende karakteristisk last. Faktoren ψ er definert i NS-EN 1990:2002 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 lastfaktoren kunne være forskjellig avhengig av om det skal foretas en geoteknisk dimensjonering eller om et konstruksjonselement av betong, stål eller lignende skal dimensjoneres. For stabilitets-, jordtrykk-, bæreevne og setningsberegninger benyttes vanligvis en partialfaktor på $\gamma_G = 1{,}0$ og $\gamma_Q = 1{,}3$ (eller 0 hvis gunstig). Avvik fra dette er nærmere omtalt i de etterfølgende kapitler.

For trafikklaster på terreng ved konstruksjoner som støttemurer, landkar og armerte jordkonstruksjoner benyttes reglene gitt i gjeldende Håndbok 185 Bruprosjektering og Håndbok 275 Støttemurer. Håndbok 185 angir at det på fylling for vegbruer og ferjekaier med trafikklast på veg bak konstruksjonen skal regnes med en jevnt fordelt last på F_{rep} = 20 kPa i 6 m bredde plassert i ugunstigste posisjon i tverrprofilet og at det for den øvrige del av vegbanen inkludert skuldre, gangbane og eventuell midtdeler skal regnes med en jevnt fordelt belastning fra hjulaksler på F_{rep} = 5 kPa. Håndbok 275 angir at nyttelasten avhenger av om det er vegtrafikk eller ikke bak støttekonstruksjonen. For vegtrafikk benyttes en jevnt fordelt last på F_{rep} = 20 kPa fordelt over hele vegarealet. For terreng uten vegtrafikk benyttes en jevnt fordelt last på F_{rep} = 5 kPa som skal dekke mulig belastning fra jordbruksrelaterte aktiviteter, snølast og lignende. Både for trafikklast og annen nyttelast regnes virkningen av resulterende jordtrykk med dybden å være begrenset til 5 m under terreng. For detaljer se kapittel 9. Endringer i lastbestemmelsene kan ventes i ny Håndbok 185 tilpasset Eurokodene.

For trafikklaster ved stabilitetsberegninger benyttes en jevnt fordelt belastning på 10 kPa over hele vegens planeringsbredde hvis ugunstig, (0 hvis gunstig), banketter inkludert. Tilsvarende gjelder for gang- og sykkelveger.

I ovennevnte sammenhenger benyttes en partialfaktor for trafikklast på $\gamma_Q = 1{,}3$ (eller 0 hvis lasten har gunstig virkning) i henhold til dimensjoneringsmetode 3. For prosjektering av peler i henhold til dimensjoneringsmetode 2 benyttes andre partialfaktorer, se kapittel 11.

Andre spesielle laster ved geotekniske arbeider, som skal tas i betraktning når de har betydning, er: vanntrykk, poretrykk, teletrykk, trykk fra svellende/krympende jord- og bergarter, og

lastvirkninger som følge av utgraving og erosjon. Slike laster skal vanligvis brukes med partialfaktor $\gamma_F = 1{,}0$.

0.3.6 Partialfaktor for materialegenskap γ_M og mobiliseringsgrad f

I denne håndboken brukes nå generelt partialfaktoren γ_M i forbindelse med bruddgrensetilstanden, og mobiliseringsgraden f i forbindelse med jordtrykksberegninger i bruksgrensetilstanden.

I NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 2.4.6.2 er dimensjonerende styrke X_d definert på følgende måte

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$ hvor:

X_k er den karakteristiske verdien for materialegenskaper

γ_M er partialfaktor for materialegenskap og skal ta hensyn til muligheter for at materialegenskapen avviker ugunstig fra den karakteristiske verdien og modellusikkerhet

For kontroll av bruddgrensetilstanden er det i NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 Tabell NA.A.4 angitt minimumsverdier for γ_M som vist i Figur 0. 2.

Jordparameter	**Symbol**	**Sett** [b,c,d]	
		M1	**M2**
Friksjonsvinkel [a]	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Effektiv kohesjon	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Udrenert skjærfasthet	γ_{cu}	1,0	1,4
Enaksial fasthet	γ_{qu}	1,0	1,4
Tyngdetetthet	γ_{γ}	1,0	1,0

[a] Denne faktoren gjelder for $tan\ \varphi'$

[b] Hvor det er mer ugunstig skal karakteristisk fasthet av jord multipliseres med partialfaktoren.

[c] Partialfaktoren økes ut over ovenstående verdier når faren for progressiv bruddutvikling i sprøbruddsmaterialer ansees å være tilstede og når det kreves for å bringe den i overensstemmelse med anerkjent praksis for den anvendte analysemetoden og den forliggende problemstilling.

[d] Ved analyse av områdestabilitet slik forholdende framstår uten prosjekterte tiltak kan det hende at en vil finne en lavere partialfaktor enn ovenstående krav. Slike tilfeller vurderes i forhold til skredfare og områdestabilitet. Det vil normalt forutsettes at det prosjekterte tiltak gjennomføres på en måte som gir uendret eller økt partialfaktor og slik at faktorer som kan utløse brudd eller skred unngås.

Figur 0. 2 Minimumsverdier for γ_M i henhold til NS-EN 1997-1:2004+Na:2008

Partialfaktorene angitt i kolonne merket M1 på Figur 0. 2 benyttes ved dimensjoneringsmetode 2 (peler) og kolonne merket M2 ved dimensjoneringsmetode 3 (se kapittel 0.3.2).

0.3.6.1 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 skal velges under hensyn til hvordan styrken er bestemt, hvordan bruddmekanismen virker, og hva som er anerkjent praksis. Merk at partialfaktoren økes når faren for progressiv bruddutvikling i sprøbruddmaterialer anses å være tilstede, og når det kreves for å bringe den i overensstemmelse med anerkjent praksis for den anvendte analysemetoden og den foreliggende problemstillingen (se fotnote d i tabell Figur 0. 2).

Pelers dimensjonerende bæreevne bestemmes ved at den beregnede karakteristiske bæreevne $R_{c;k}$ divideres med en partialfaktor for bæreevne γ_t. Karakteristisk bæreevne $R_{c;k}$ bestemmes ved å dividere beregnet $R_{c;cal}$ eller målt bæreevne $R_{c;m}$ med en korrelasjonsfaktor ξ avhengig av metode og pålitelighet for bestemmelse av målt eller beregnet bæreevne. Fremgangsmåten er beskrevet nærmere i kapittel 11.

Hvor det er mer ugunstig, og hvor brudd i konstruksjonen forutsettes å inntreffe før det skjer brudd i grunnen, skal karakteristisk styrke av jord multipliseres med partialfaktoren.

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 (NS-EN 1992 – NS-EN 1999).

Partialfaktoren skal således sikre et tilstrekkelig lavt spenningsnivå til å gi en sikkerhet mot brudd. Ved å anvende partialfaktoren som forholdet mellom karakteristisk styrke og opptredende spenning, blir denne.

$$\gamma_M = \frac{X_k}{X_d} \quad \text{eller} \quad \gamma_M(\gamma_{\varphi'}) = \frac{\tan\varphi'}{\tan\varphi'_d} \quad \text{og} \quad \gamma_M(\gamma_{c'}) = \frac{c'}{c'_d} \quad \text{for effektivverdier og udrenert}$$

$$\gamma_M(\gamma_{cu}) = \frac{c_u}{c_{u;d}}$$

Med samme verdi for γ_M for tan φ' og c' kan vi for effektivspenningsanalyser benytte

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan\varphi' = (\sigma' + a) \cdot \tan\varphi' \text{ og } \tau_d = (\sigma' + a) \cdot \frac{\tan\varphi'}{\gamma_M} = (\sigma' + a) \cdot \tan\varphi'_d \text{ hvor } c' = a \cdot \tan\varphi'$$

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,25 / 1,4 *	1,3 / 1,4 *	1,4
CC2 Alvorlig	1,3 / 1,4 *	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

* NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 krever at $\gamma_M \geq 1{,}4$ ved totalspenningsanalyser

Figur 0. 3 Partialfaktorer for γ_M ved effektivspennings- og totalspenningsanalyser

Ved beregninger vil en kunne akseptere $\gamma_M \geq 1{,}25$ for effektivspenningsanalyser og $\gamma_M \geq 1{,}4$ for totalspenningsanalyser i henhold til Figur 0. 3 hvis datagrunnlaget er godt, dvs. både de geometriske forhold (profiler) og grunnforholdene (omfang av undersøkelser) er godt dokumentert. Ved usikkerhet på dette området må høyere verdier vurderes, dette gjelder også hvis undergrunnen består av kontraktante materialer (eks. kvikkleire).

For vegprosjekter i regi av Statens vegvesen vil konsekvensklasse alvorlig eller meget alvorlig normalt komme til anvendelse. Ved usikkerhet vedrørende virkning av skade ved eventuelt brudd, anvendes konsekvensklasse meget alvorlig.

Stabilitetsanalyser

Sikkerheten for enhver konstruksjonsdel i et vegprosjekt skal tilfredsstille ovennevnte krav. Dersom en med de valgte karakteristiske materialparametre finner at eksisterende terreng ikke tilfredsstiller kravene i Figur 0. 3 åpner NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 for at et tiltak kan gjennomføres med uendret eller økt partialfaktor (se Figur 0. 2 fotnote d).

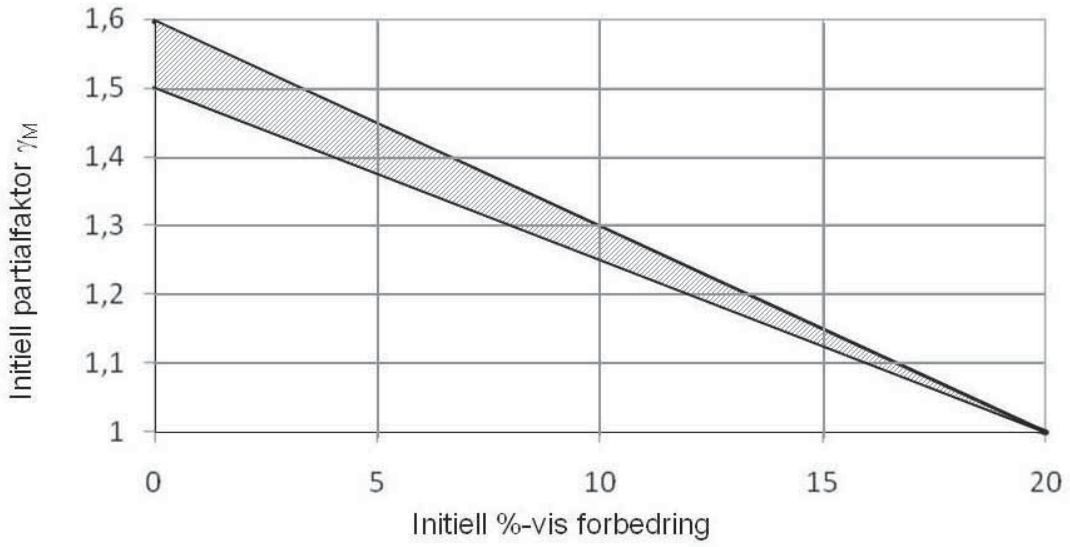
For vegprosjekter kan dette prinsippet unntaksvis anvendes dersom det er teknisk umulig å oppfylle kravene i Figur 0. 3 for eksisterende terreng.

Minimumskravene til forbedring av partialfaktoren er avhengig av beregnet initiell partialfaktor på totalspenningsbasis. For glideflater med beregnet initiell partialfaktor lik 1,0 er kravet til forbedring 20 %. Kravet til forbedring reduseres lineært med økende initiell partialfaktor som vist på Figur 0.4.

Når bruk av %-vis forbedring kan anvendes, skal det først vurderes hvilken partialfaktor det er mulig å oppnå. Dersom oppnåelig partialfaktor er $\gamma_M > 1{,}4$ kan dette sikkerhetsnivået aksepteres for områdestabiliteten.

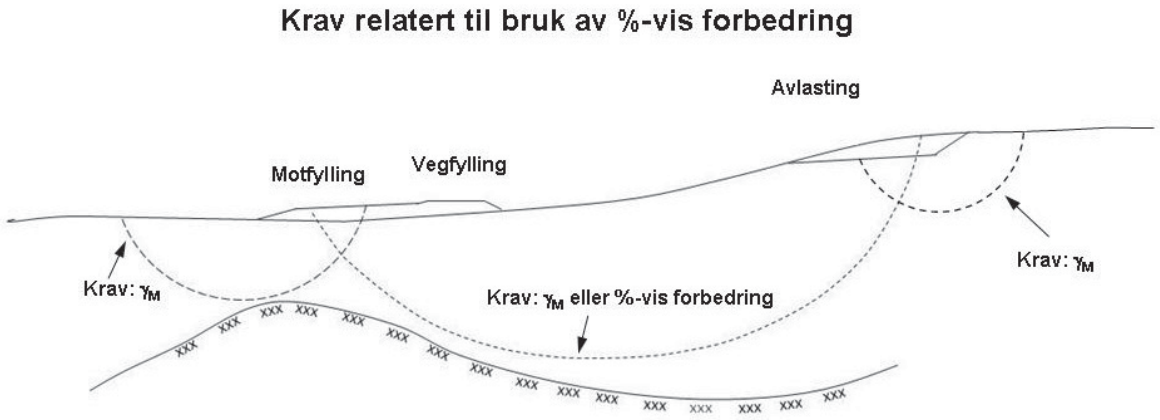
Prosentvis forbedring (eller $1{,}4 < \gamma_M < 1{,}6$ (1,5)) kan ikke benyttes lokalt for konstruksjoner eller konstruktive tiltak. Vegkonstruksjoner inkludert eventuelle motfyllinger er i denne sammenheng å anse som konstruktive tiltak. I slike tilfeller må lokalstabiliteten for motfyllingen eller avlastingen ivaretas med gjeldende krav til partialfaktor for materialfasthet se Figur 0. 3 og illustrasjon i Figur 0. 5. Unntatt er forhold der konstruksjonen (vegfylling og eventuell motfylling) virker stabiliserende, tiltak som kun medfører avlasting av eksisterende

terreng og løsninger med lettere masser som gir full lastkompensasjon eller stabiliserende avlasting.



Figur 0. 4 Krav til %-vis forbedring av stabilitetsforhold ved totalspenningsanalyse

Ved bruk av %-vis forbedring må minimumskravene angitt i Figur 0. 5 tilfredstilles for alle potensielle glideflater i det aktuelle området.



Figur 0. 5 Illustrasjon av %-vis forbedring og krav til γ_M.

Når prosentvis forbedring (eller $\gamma_M > 1{,}4$) benyttes skal mulige utløsende skredårsaker vurderes og sikringstiltak iverksettes (eksempelvis ved erosjonssikring), se fotnote d Figur 0. 2.

På grunn av kompleksitet og konsekvens av skred skal vegprosjekter i kvikkleireområder alltid vurderes klassifisert i Geoteknisk kategori 3 (se kapitel 0.6) .Ved anvendelse av %-vis forbedring som vist i Figur 0. 4 ovenfor skal alltid Geoteknisk kategori 3 benyttes. Se også kapittel 4.2.

For eksisterende vegnett med for lavt sikkerhetsnivå, og hvor det i utgangspunktet ikke er planlagt tiltak, vil det ut fra en faglig vurdering og samfunnsøkonomiske hensyn noen ganger måtte aksepteres en lavere sikkerhet enn det som kreves ved ombygging eller ved bygging av ny veg.

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 kan representere kritiske forhold for prosjektet, bør poretrykket overvåkes i byggefasen og eventuelt senere hvis ugunstig utvikling kan forventes.

0.3.6.2 Bruksgrensetilstanden

Verdier av partialfaktorer for bruksgrensetilstander settes normalt lik 1,0. Ved jordtrykksberegninger i bruksgrensetilstanden anvendes mobiliseringsgraden *f* som gir uttrykk for hvor stor del av jordas skjærstyrke som mobiliseres under gitte forhold.

$$f = \frac{\tan\varphi'_d}{\tan\varphi'} \quad eller \quad \tan\varphi'_d = f \cdot \tan\varphi'$$

	Konstruksjonsstivhet		
Undergrunn	**Fleksibel**	**Normal**	**Stiv**
Myk	0,80	0,75	0,70
Middels	0,75	0,70	0,65
Fast /Berg	0,70	0,65	0,60

Figur 0. 6 Bestemmelse av mobiliseringsgrad f for jordtrykksberegning

For jordtrykk mot støttemurer og landkar henvises det til kapittel 9 og for spunt til kapittel 10.

0.3.7 Geometriske data

Partialfaktorer for lastvirkninger og for materialegenskaper (γ_F og γ_M) tar hensyn til små variasjoner i geometriske data. I tilfeller der avvik i geometriske data har betydelig virkning på konstruksjonens pålitelighet skal dimensjonerende verdier av geometriske data (a_d) enten vurderes direkte eller utledes fra nominelle verdier ved hjelp av følgende formel:

$a_d = a_{nom} \pm \Delta a$ der verdiene av Δa bestemmes på følgende måte:

Ved sålefundamentering benyttes toleranser for Δa på opptil 0,1 m hvis det ikke tas spesielle hensyn under arbeidene.

For støttekonstruksjoner skal dimensjonerende geometriske verdier ta hensyn til variasjoner av de faktiske verdier i marken og forventet utgraving eller mulig utvasking foran støttekonstruksjonen. Nærmere forklaring til valg av verdier for Δa er gitt i kapittel 9 og 10.

0.4 EFFEKTIVSPENNINGS-/TOTALSPENNINGSANALYSE

For friksjonsmasser (grov silt, sand, grus, sprengstein) skal analyser utføres på effektivspenningsbasis. Finkornige jordarter (fin silt, leire) analyseres vanligvis på totalspenningsbasis eller med udrenert effektivspenningsanalyse for relativt hurtige lastendringer mens det benyttes effektivspenningsanalyse for drenerte (langvarige) forhold.

0.5 SAMVIRKEPROGRAMMER

Ved beregninger med samvirkeprogrammer som PLAXIS, GeoSuite etc. benyttes vanligvis karakteristiske verdier for stivhet og styrke i jordmaterialet da dette gir en riktigere oppførsel mellom jord og konstruksjon (dvs. i bruksgrensetilstanden). Dette gir imidlertid ingen sikkerhetsmarginer med hensyn til jordparametre eller beregningsmetode og antakelser.
For å legge inn sikkerhetsmargin benyttes to ulike metoder:

1. Faktorisering av krefter mot konstruksjonen beregnet med karakteristiske jordparametre.
2. Faktorisering av jordstyrken med γ_M etter at karakteristisk tilstand er beregnet.

Metode 1 kan utføres relativt enkelt. Både PLAXIS og GeoSuite gir mulighet til å benytte metode 2. Det er vanskelig å angi hvilken metode som gir det riktigste resultatet, men et alternativ på konservativ side er å benytte den metoden som gir ugunstigst resultat.

0.6 PROSJEKTERINGSKONTROLL OG UTFØRELSESKONTROLL

Når det gjelder krav til prosjektering av geotekniske prosjekter angir NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 tre ulike kategorier.

Geoteknisk kategori 1: bør bare inkludere små og relativt enkle konstruksjoner hvor det er mulig å sikre at grunnleggende sikkerhetskrav blir tilfredsstilt på grunnlag av erfaring og kvalitative geotekniske undersøkelser og hvor prosjektet og omgivelsene medfører liten risiko.

Geoteknisk kategori 2: bør omfatte konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelige grunn- og belastningsforhold og hvor prosjekteringen baseres på kvantitative geotekniske data og analyser og rutinemessige prosedyrer som sikrer at grunnleggende krav blir oppfylt. Eksempler på prosjekteringsoppgaver er:
- sålefundamentering
- platefundamentering (hel såle)
- pelefundamentering
- vegger eller andre støttekonstruksjoner som holder igjen jord eller vann
- utgravinger
- brupilarer og landkar
- fyllinger og jordarbeider
- jordforankringer og andre forankringssystemer
- tunneler i hardt, massivt berg hvor det ikke stilles spesielle krav til vanntetthet og annet

Geoteknisk kategori 3: bør omfatte konstruksjoner eller deler av konstruksjoner som faller utenfor grensene for geoteknisk kategori 1 og 2. Eksempler på prosjekteringsoppgaver er:
- svært store eller uvanlige konstruksjoner
- konstruksjoner som innebærer unormale risikoer eller uvanlige eller eksepsjonelt vanskelige grunn- eller belastningsforhold
- konstruksjoner i jordskjelvutsatte områder
- konstruksjoner i områder hvor det er sannsynlig at grunnen er ustabil, eller der det forekommer vedvarende bevegelser i grunnen som krever separate undersøkelser eller spesielle tiltak

I tabell NA.A1(901) i nasjonalt tillegg til NS-EN 1990:2002+NA:2008. er veiledende sammenheng mellom klassifisering av ulike byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler og Konsekvensklasse/Pålitelighetsklasse (CC/RC) vist. For forhold relatert til vegsektoren er utdrag av tabellen vist i Figur 0. 7.

Veiledende eksempler for klassifisering av Byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	**Pålitelighetsklasse (CC/RC)**			
	1	2	3	4
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller [1)]		(X)	X	(X)
Veg- og jernbanebruer			X	
Kai- og havneanlegg		X	(X)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.		X	(X)	
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold [1)]	X	(X)		

[1)] Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.

Figur 0. 7 Veiledende eksempler på klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler

Ut fra det ovenstående gis føringer for krav til omfang av prosjekteringskontroll og utførelseskontroll avhengig av Pålitelighetsklasse som vist i Figur 0. 8.

Pålitelighetsklasse (CC/RC)	**Kontrollklasse**
1	B (begrenset)
2	N (normal)
3	U (utvidet)
4	Skal spesifiseres

Figur 0. 8 Krav til prosjekteringskontroll og utførelseskontroll

For prosjekteringskontroll defineres følgende kontroller avhengig av kontrollklassene som vist i Figur 0. 9.

Kontroll av	Kontrollklasse		
- global likevekt	B	N	U
- kritiske komponenter (konstr.deler, knutepunkter, opplegg etc.)	B	N	U
- beregninger og tegninger	B	N	U
- samsvar mellom beregninger og tegninger		N	U
- at funksjonskravene er oppfylt		N	U
- lastantakelser og beregningsmodeller for laster		N	U
- modeller for konstruksjonsanalyse og bereg. av lastvirkninger		N	U
- at det foreligger tilstrekkelig kjennskap til grunnforhold for å bestemme karakteristiske parametere	B	N	U
- relevans av antatte materialegenskaper			U
- spesifikasjon av lastantakelser og tilhørende beregningsmodeller			U
- tilleggskontroll av konstruksjonsberegninger ved å utføre tilstrekkelige uavhengige beregninger			U
- at krav til utførelseskontroll er relevante			U

Figur 0. 9 Omfang av prosjekteringskontroll relatert til kontrollklasse

0.6.1 Prosjekteringskontroll

– Begrenset prosjekteringskontroll (B) kan utføres av den som utførte prosjekteringen, dvs. *grunnleggende kontroll* (Geoteknisk kategori 1).

– Normal prosjekteringskontroll (N) innebærer at det utføres *grunnleggende kontroll* og i tillegg *kollegakontroll*. Denne utføres av en annen person enn den som utførte prosjekteringen (Geoteknisk kategori 2).

– For kompliserte byggverk/prosjekter bør den ekstra kontrollformen i klasse utvidet prosjekteringskontroll *(*U) utføres av et annet foretak enn det som utførte prosjekteringen, *uavhengig prosjekteringskontroll* (Geoteknisk kategori 3). I øvrige tilfeller kan denne kontrollen utføres som *utvidet kollegakontroll.*

0.6.2 Utførelseskontroll

– Med begrenset utførelseskontroll (B) menes en kontroll som skal omfatte alt utført arbeid og som skal utføres av personen eller foretaket som utførte arbeidet, dvs. en *basiskontroll*.

– Med normal utførelseskontroll (N) menes at det i tillegg til basiskontroll skal utføres en intern systematisk og regelmessig kontroll med faste rutiner i foretaket som utfører arbeidet, dvs. både *basiskontroll* og *intern systematisk kontroll*.

– Med utvidet utførelseskontroll (U) menes at det i tillegg til basiskontroll og intern systematisk kontroll skal utføres en uavhengig kontroll ved et annet foretak som er uavhengig foretaket som utførte arbeidet, dvs. *basiskontroll*, *intern systematisk kontroll* og *uavhengig kontroll*.

Sammenhengen mellom kontrollform og kontrollklasse vil fremgå av Figur 0. 10.

Kontroll-klasse	**Kontrollform**					
	Prosjektering			**Utførelse**		
	Grunn-leggende kontroll	Kollega-kontroll	Uavh. eller utvidet kontroll	Basis kontroll	Intern systematisk kontroll	Uavhengig kontroll
B	kreves	kreves ikke	kreves ikke	kreves	kreves ikke	kreves ikke
N	kreves	kreves	kreves ikke	kreves	kreves	kreves ikke
U	kreves	kreves	kreves	kreves	kreves	kreves

Figur 0. 10 Krav til kontrollform avhengig av kontrollklasse

Ved fastsettelse av Geoteknisk kategori angir NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 at det kan velges ulike kategorier for ulike deler av samme prosjekt. Videre bør valgt kategori vurderes under vegs i prosjektet og om nødvendig endres. Prosedyrer for høyere kategori kan også benyttes til å rettferdiggjøre mer økonomiske fremgangsmåter. Koblingen mellom Geoteknisk kategori og tilhørende Pålitelighets-/Konsekvensklasse settes i denne sammenheng som vist i Figur 0. 11.

Pålitelighetsklasse	**1**	**2**	**3**	**4**
Geoteknisk kategori 1	1			
Geoteknisk kategori 2		2		
Geoteknisk kategori 3			3	

Figur 0. 11 Sammenheng mellom Geoteknisk kategori og Pålitelighets-/Konsekvensklasse

Når det gjelder hva utførelseskontroll kan omfatte relatert til Geoteknisk kategori så er en forenklet sammenfatning vist i Figur 0. 12.

Kontroll av	Geoteknisk kategori		
	1	2	3
Utførelse	Inspeksjon, enkle kvalitetskontroller, kvalitativ bedømmelse	Grunnens egenskaper, arbeidsrekkefølge, konstruksjonens oppførsel	Tilleggsmålinger der det er aktuelt: - av grunn og grunnvann, - arbeidsrekkefølgen, - materialenes kvalitet, - tegninger, - avvik fra prosjektering - resultat av målinger, - observasj. av miljøforh. - uforutsette hendelser
Grunnforhold	Befaring, registrering av jord og berg som avdekkes ved graving	Kontroll av egenskap til jord og berg i fundamentnivå	Ekstra undersøkelser av jord og berg som kan være viktige for konstruksjonen
Grunnvann	Dokumentert erfaring	Observasjoner/målinger	
Byggeplass	Ikke krav til tidsplan	Utførelsesrekkefølge angis i prosjekteringsrapport	
Overvåkning	Enkel, kvalitativ kontroll	Måling av bevegelser på utvalgte punkter	Måling av bevegelser og analyser av konstruksjon

Figur 0. 12 Krav til kontrolltiltak relatert til Geoteknisk kategori

0.6.3 Prosjekteringsrapport

Forutsetningene, dataene, beregningsmetodene og resultatene fra påvisning av sikkerhet og brukbarheten av konstruksjonen/prosjektet skal registreres i en geoteknisk prosjekteringsrapport. Dataene fra grunnundersøkelsene skal rapporteres i en grunnundersøkelsesrapport (se Kapittel 1.11).

Detaljeringsnivået i prosjekteringsrapporten vil variere avhengig av type prosjekt og geoteknisk kategori. For enkle prosjekter kan et enkelt ark være tilstrekkelig.

Prosjekteringsrapporten bør normalt omfatte følgende punkter med kryssreferanse til grunnundersøkelsesrapporten og til eventuelle andre dokumenter med relevante detaljer:

- beskrivelse av byggeplassen og omgivelsene
- beskrivelse av grunnforholdene
- beskrivelse av det som skal bygges (fylling, skjæring, bruer etc.)
- dimensjonerende verdier for jord- og bergegenskaper med begrunnelse
- henvisning til anvendte forskrifter og standarder
- beskrivelse av områdets egnethet for det planlagte prosjektet og beregnet sikkerhet
- geotekniske prosjekteringsberegninger og tegninger
- anbefalte fundamenteringsløsninger med angivelse av dimensjoner og materialkrav
- oversikt over forhold som skal kontrolleres under byggingen eller som krever vedlikehold eller overvåkning

Den geotekniske prosjekteringsrapporten skal også, hvis det er aktuelt, angi en plan for kontroll og overvåkning. Forhold som skal kontrolleres under byggingen eller som krever vedlikehold etter byggingen, skal tydelig identifiseres. Når relevante kontroller er utført under byggingen skal de registreres i et tillegg til prosjekteringsrapporten.

I forbindelse med kontroll og overvåkning bør den geotekniske prosjekteringsrapporten angi:

- formålet med hvert sett med observasjoner eller målinger
- delene av konstruksjonen som skal overvåkes
- hyppigheten av målingene som skal utføres
- måten resultatene skal vurderes på
- variasjonsområdet som resultatene forventes å ligge innenfor
- varigheten av overvåkningen etter at anleggsarbeidene er avsluttet
- partene som er ansvarlig for målinger og observasjoner, for tolkning av oppnådde resultater og for vedlikehold av måleinstrumentene.

0.7 SYMBOLLISTE

Symbol	Forklaring	
a	attraksjon	
c	kohesjon	
c'	effektiv kohesjon	
c_u	udrenert skjærfasthet	
$c_{u;d}$	dimensjonerende verdi av udrenert skjærfasthet	
f	mobiliseringsgrad	
F_d	dimensjonerende verdi av påvirkning	
F_k	karakteristisk verdi av påvirkning	
F_{rep}	representativ verdi av påvirkning	
X_d	dimensjonerende verdi av en materialegenskap	
X_k	karakteristisk verdi av en materialegenskap	
γ	tyngdetetthet	
γ'	effektiv tyngdetetthet	
$\gamma_{c'}$	partialfaktor for effektiv kohesjon	
γ_{cu}	partialfaktor for udrenert skjærfasthet	
γ_{qu}	partialfaktor for enaksial fasthet	
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 (materialegenskap)	
γ_M	partialfaktor for en geoteknisk parameter (materialegenskap) som også tar hensyn til modellusikkerhet	
$\gamma_{\phi'}$	partialfaktor for skjærfasthetsvinkelen (tan φ')	
γ_γ	partialfaktor for tyngdetetthet	
ψ	faktor for å konvertere karakteristisk verdi til representativ verdi	
φ'	effektiv friksjonsvinkel	
φ'_d	dimensjonerende verdi av φ'	
X_d	dimensjonerende verdi av en materialegenskap	
X_k	karakteristisk verdi av en materialegenskap	
σ	normalspenning	
τ	skjærspenning	

0.8 REFERANSELISTE

1. *NS 3480*, *Geoteknisk prosjektering - Fundamentering, grunnarbeider, bergarbeider, Utgave 1*. 1988, Standard Norge.

2. *NS 3480 P296*, *Veiledning til NS 3480 Geoteknisk prosjektering - Fundamentering, grunnarbeider, bergarbeider, Utgave 1*. 1989, Standard Norge.

3. *NS-EN 1990:2002+Na:2008 Eurokode*, *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. 2008, Standard Norge.

4. *NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 Eurokode 7*, *Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler*. 2008, Standard Norge.

5. *NS-EN 1997.2:2007+NA:2008 Eurokode 7*, *Geoteknisk prosjektering, Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver*. 2008, Standard Norge.

6. *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, *Håndbok 274*. 2008, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.

7. Statens vegvesen, *Bruprosjektering*, *Håndbok 185*. 2009, Vegdirektoratet: Oslo.

8. Statens vegvesen, *Støttemurer*, *Håndbok 275*. 2010, Vegdirektoratet: Oslo.

Kapittel 1

GRUNNUNDERSØKELSER

1.1 INNLEDNING 1-2
1.2 PROBLEMSTILLINGER 1-2
1.2.1 Områdestabilitet 1-3
1.2.2 Skjæringer 1-4
1.2.3 Fyllinger 1-4
1.2.4 Materialtak 1-5
1.2.5 Drenering 1-6
1.2.6 Fundamentering av konstruksjoner 1-6
1.3 GRUNNUNDERSØKELSER I PLANPROSESSEN 1-7
1.3.1 Regionsplaner / Fylkesdelplaner / Kommunedelplaner. 1-8
1.3.2 Detaljreguleringsplan. 1-8
1.3.3 Byggeplan (tilbud) 1-9
1.4 BAKGRUNNSOPPLYSNINGER 1-10
1.5 GRUNNUNDERSØKELSESMETODER - INNLEDNING 1-13
1.5.1 Kvalitetssikring 1-14
1.6 SONDERINGSMETODER 1-15
1.6.1 Dreiesondering 1-15
1.6.2 Slagsondering 1-15
1.6.3 Dreietrykksondering 1-15
1.6.4 Bergkontrollboring 1-17
1.6.5 Totalsondering 1-17
1.6.6 Trykksondering med poretrykksmåling - CPTU 1-19
1.7 PRØVETAKINGSMETODER 1-20
1.7.1 Sylinderprøvetaker - 54 mm, 75 mm og 95 mm 1-20
1.7.2 Kannebor (torvkannebor) 1-21
1.7.3 Ramprøvetaker 1-22
1.7.4 Odex-boring 1-22
1.7.5 Transport og oppbevaring av prøver 1-23
1.8 ANDRE METODER 1-24
1.8.1 Vingeboring 1-24
1.8.2 Poretrykksmåling 1-25
1.8.3 Seismiske målinger 1-26
1.9 MILJØTEKNISKE UNDERSØKELSER 1-27
1.9.1 Spesielle hensyn 1-28
1.9.2 Grunnvannsbrønner 1-28
1.10 BORPLAN 1-29
1.10.1 Valg av bormetode 1-29
1.10.2 Borepunktenes plassering 1-30
1.11 RAPPORTERING 1-31
1.11.1 Prosjekteringsrapport 1-31
1.11.2 Grunnundersøkelser 1-32
1.12 REFERANSELISTE 1-33

1.1 INNLEDNING

Dette kapitlet omhandler grunnundersøkelser og planlegging av denne type arbeid/oppdrag i forbindelse med bygging av veger og andre konstruksjoner.

De mest typiske problemstillinger som en støter på i vegbygging når det gjelder grunnforholdene er omhandlet.

Prinsipper for utarbeiding av boreplaner er behandlet med hensyn til valg av utstyr og plassering av borepunkter. Det gis også en kort beskrivelse av aktuelle metoder for grunnundersøkelser, samt hvilke opplysninger en kan få ut av den enkelte metode.

1.2 PROBLEMSTILLINGER

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

- ✓ riktige tekniske løsninger
- ✓ nødvendig sikkerhet under bygging og drift
- ✓ grunnlag for kvalitetssikring
- ✓ grunnlag for kostnadsberegninger

Veger blir vanligvis fundamentert direkte på grunnen. For oppbyggingen benyttes normalt de materialer en finner i veglinjen eller i lokale materialtak. Grunnforholdene er derfor avgjørende for de fleste problemer en støter på når en planlegger og bygger veger.

Omfanget 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.

Kravet til kartlegging av grunnforholdene, og de løsninger som velges, må tilpasses vegstandarden. For eksempel kreves det bedre kontroll og oppfølging av setninger når en motorveg bygges enn for en veg av lavere standard. Når det gjelder stabilitet mot utglidninger og skred, se figur 1, er det imidlertid et absolutt krav at sikkerheten er tilfredsstillende, uansett vegklasse.

Stabilitetsforholdene for planlagt ny og utbedret veg må gjennom prosjekteringen sikres både i bygge- og driftsfasen. Dette gjelder alle stabilitetsforhold relatert til berg og jord. Detaljgraden av undersøkelser vil variere for de ulike planfasene og relevant geoteknisk kategori, med kontroll av kritiske punkter under utredninger for områdeplaner (på fylkes og kommunenivå), tilstrekkelige undersøkelser til å dokumentere omfang og gjennomførbarhet av planlagte terrenginngrep i reguleringsplan og detaljerte undersøkelser som dekker alle elementer som inngår i prosjektet for byggeplan.

1.2.1 Områdestabilitet

I tilegg til å sikre at lokalstabiliteten for de enkelte vegelementer er ivaretatt er det også nødvendig å vurdere stabiliteten av større områder som vegen går gjennom. Spesielt viktig er dette i områder hvor det er påvist kvikkleire i undergrunnen og i områder hvor det er mulighet for at kvikkleire kan forekomme. Mulighet for forekomst av kvikkleire gjelder områder som ligger under den marine grense, se kapittel 19. Kvartærgeologiske kart som kan innhentes fra Norges Geologiske Undersøkelse (NGU), gir oversikt over områder med marin leire. I tillegg er det for Trøndelag, deler av Sør-Norge og enkelte områder i Nord-Norge gjennomført kartlegging av skredfarlige kvikkleireområder. Potensielle faresoner er avmerket på kart som kan lastes ned fra www.skrednett.no.

Områder med kvikkleire utgjør ikke nødvendigvis en stabilitetsfare i alle sammenhenger. Dette vil være avhengig av omfang av kvikkleire, terrengforhold, erosjonsfare i eventuelle raviner, bekkedrag og elver samt andre forhold som kan utløse glidninger i kvikkleirelaget. Selv mindre glidninger i slike løsmasser kan utløse omfattende skred.

For vegprosjekter er det derfor viktig å se både på om det området vegen skal gå gjennom kan rase ut og om potensielle skredmasser fra tilliggende områder kan treffe og skade vegen. For veger nær standsoner vil dette bety at kartlegging både av terreng og grunnforhold må foretas i god avstand ut i vannet fra standkanten gjerne ut til og forbi marbakken. Ved kryssing av elver i områder med kvikkleire vil det også være behov for å undersøke erosjonsfaren i elva både oppstrøms og nedstrøms for krysningspunktet og eventuelt foreta erosjonssikring eller andre stabilitetstiltak.

På grunn av kompleksitet og konsekvens av skred skal vegprosjekter i kvikkleireområder alltid i utgangspunktet vurderes klassifisert i Geoteknisk kategori 3. Avhengig av de forhold som avdekkes i planleggingsprosessen, kan bruk av annen geoteknisk kategori være aktuell.

Figur 1.1 Bilde av skred ved E6 i Finneidfjord, Nordland

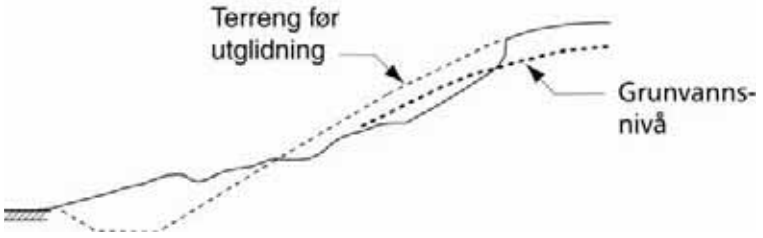
I det etterfølgende er det sett på oppgaver tilknyttet vegen som grunnundersøkelser skal gi grunnlag for å løse.

1.2.2 Skjæringer

I skjæringsområder kan en ha følgende problemstillinger:
Stabilitet - både totalstabilitet og lokalstabilitet - lagdeling og brukbarhet av skjæringsmasser.

I finkornige jordarter kan det være fare for utglidning, og stabiliteten må beregnes på grunnlag av opplysninger om grunnens fasthet og strømning av vann i grunnen. Hvis det er kvikkleire i eller ved siden av skjæringen, må det vurderes om initialskred i skjæringen kan medføre utløsing av større skred i tilliggende områder. I tillegg må også faren for erosjon vurderes. Her vil viktige kriterier være, jordart, mengden av overvann og grunnvannsig i skråning/fylling.

Siltjordarter er spesielt erosjonsømfintlige. I leirige jordarter er mulighetene for overflateglidninger som skyldes oppbløting av topplagene stor. Dette problemet oppstår normalt i forbindelse med teleløsningen, se figur 1.2. Undersøkelsesresultater gir grunnlag for vurdering av skråningshelninger eller om det må gjøres andre nødvendige sikkerhetstiltak for å unngå problemer (se Håndbok 018, kapittel 2, (Ref. 3)).



Figur 1.2 Overflateglidning i vegskråning.

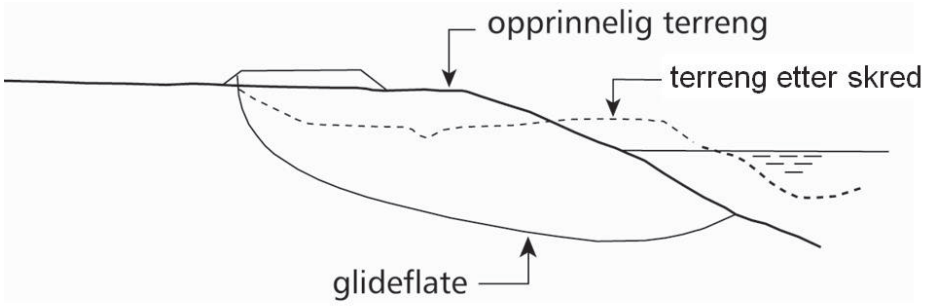
Fordeling av løsmasser og berg i skjæringsprofilet.
Sonderinger utføres for å bestemme bergoverflatens beliggenhet. Med disse data kan tverrprofilet tegnes opp og dermed mengdene av løsmasser berg beregnes.

Brukbarhet av skjæringsmasser.
Prøver av grunnen gir opplysninger om materialenes egenskaper. Ut fra dette vurderes om massene i skjæringene kan brukes til oppbygging av vegfyllinger. Likeledes gir prøver data til grunnlaget for dimensjonering av vegens oppbygning.

1.2.3 Fyllinger

Består grunnen av torv, humusholdige jordarter, bløt silt eller leire, vil bæreevnen for fyllinger være sterkt begrenset. Samtidig vil de nevnte jordartene kunne gi betydelige setninger når fyllingsvekten kommer på. Fyllingens stabilitet er illustrert på figur 1.3.

For å kunne vurdere områdets bæreevne, må det utføres undersøkelser som kan gi opplysninger om grunnens fasthet På det grunnlaget kan en utføre beregninger og om nødvendig prosjektere tiltak for å sikre stabilitet.



Figur 1.3 Stabilitet av fylling.

Etableres fyllinger i hellende terreng, må muligheten for utrasing vurderes. Dersom skråningen fra før ligger med liten sikkerhet, kan selv små belastninger være nok til å utløse skred. Det er derfor nødvendig å undersøke terrenget også utenfor vegområdet slik at den totale stabiliteten kan beregnes. I strandsonen er det viktig å kartlegge marbakkens beliggenhet, helning og stabilitetsforhold.

Utglidninger/skred kan føre til store skader og medføre fare for tap av liv og betydelige kostnader vil gå med til utbedring. Er det kvikkleire i grunnen må en være spesielt oppmerksom. Å sikre områdestabiliteten er en forutsetning under alle forhold, men det er spesielt viktig i områder med kvikkleire der effekten av et initialskred kan omfatte store områder og få katastrofale følger.

Grunnlag for valg av undersøkelsesmetoder og grunnlag for beregning av stabilitet er behandlet i kapittel 4: *Stabilitetsberegning.*

Setninger:
Belastninger på finkornige materialer og løsmasser med høyt organisk innhold kan føre til store og langvarige setninger. Setninger fører til ulemper for trafikken og tverrfall og vertikalkurvatur kan endres slik at det går ut over trafikksikkerheten. I tillegg til dette kan også overbygningen ødelegges. Setninger vil føre til størst ulemper i overgang til faste konstruksjoner som er fundamentert til berg.

Det er derfor viktig at materialenes egenskaper med hensyn på setninger undersøkes, slik at beregninger kan utføres og behov for tiltak vurderes i forhold til vegstandard. Består grunnen av fast lagret silt, sand og grus eller morene får man vanligvis ikke setningsproblemer.

Setningsberegninger og krav til setningsforskjeller er behandlet i kapittel 7 (se også Håndbok 018, Vegbygging, Ref. 3)).

1.2.4 Materialtak

Når en veg skal bygges må de materialene en har behov for i oppbyggingen kartlegges med hensyn til brukbarhet/egnethet. Dette på grunn av de krav som stilles til materialene som skal benyttes i oppbyggingen av de enkelte lag i over- og underbygningen.

Materialer som skal benyttes til oppbygging av fyllinger vil, hvis mulig, bli hentet fra skjæringer i vegtraseen. Disse materialene må kartlegges med hensyn til brukbarhet og komprimeringsegenskaper. Materialundersøkelsene skal gi grunnlag for å beskrive utlegging og oppbygging av fylling, og gi grunnlag for valg av egnet utstyr for planering og komprimering til akseptabel tyngdetetthet. Det vises til anvisninger gitt i Håndbok 018, kapittel 2 (Ref. 3).

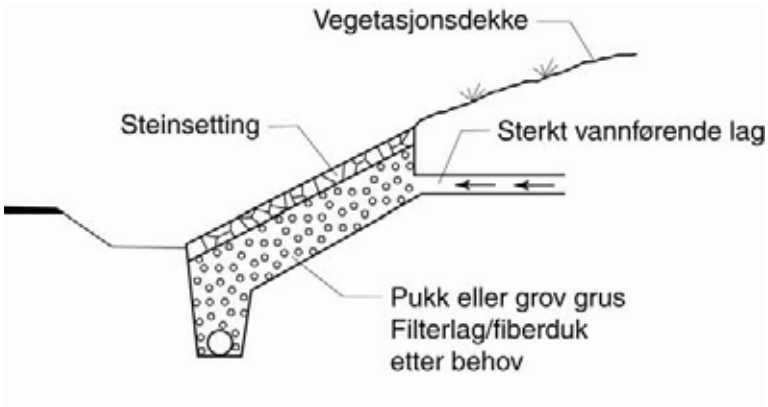
Løsmasser som egner seg og kan brukes i overbygninger finnes bare unntaksvis i veglinjens skjæringer. Det er derfor nødvendig å ha tilgang på materialer fra sidetak, grustak, og/eller massetak i berg i området der det bygges. (Kortest mulig massetransport).

Masser i grustak må undersøkes for å kartlegge telefarlighet, fasthetsegenskaper og massevolum.

Når det gjelder massetak i berg, må materialene kartlegges av geolog. Undersøkelsene må gi opplysninger om bergart, kvalitet, fasthetsegenskaper, bestandighet, forvitringsegenskaper og mengdene som kan tas ut.

1.2.5 Drenering

En viktig oppgave i vegbyggingen er å få kontroll med overvann og grunnvann i vegområdet samt i skråningene. For å kunne prosjektere et tilfredsstillende dreneringssystem, må en undersøke vannmengde og mulige dreneringsveger for overvann. Likeledes bør en måle grunnvannstand, og hvis 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 kan forårsake. Et eksempel er vist i figur 1.4. Det vises også til håndbok 274, Kap. 3 ”Skråninger”. Informasjon om grunnvannsnivå er også viktig ved stabilitetsvurderinger.



Figur 1.4 Sikring av skråning.

1.2.6 Fundamentering av konstruksjoner

Når det skal planlegges og prosjekteres i forbindelse med bygging av fundamenter, bruer, underganger, løsmassetunneler, støttemurer, skredoverbygg og andre konstruksjoner, er målsettingen med grunnundersøkelsene å finne optimale løsninger for:

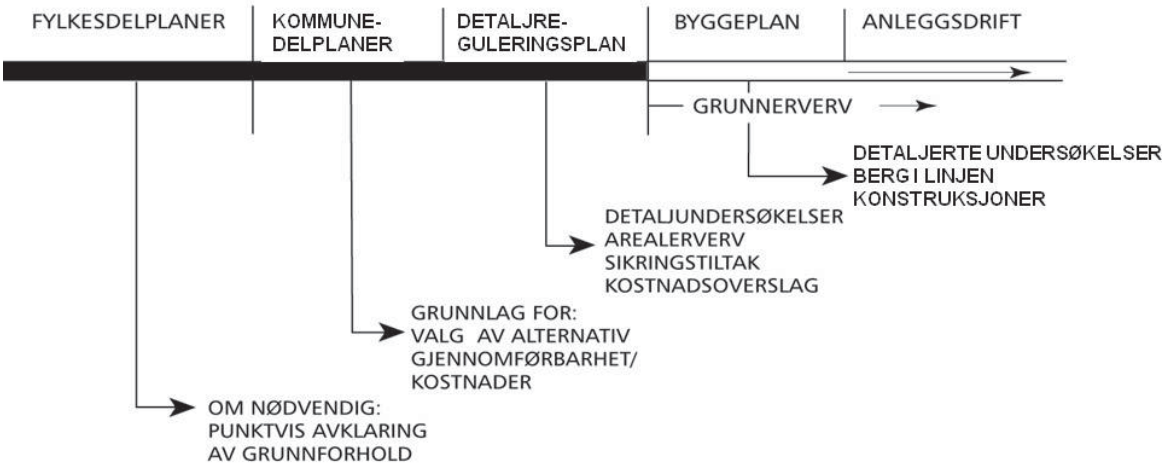
- ✓ plassering av veglinjen
- ✓ type konstruksjon
- ✓ fundamentering
- ✓ kostnader

Grunnundersøkelsene må da kunne gi et grunnlag for de valg som skal tas på de ulike trinn i planprosessen. I de innledende planfaser skal undersøkelsene for de aktuelle linjer gi tilstrekkelig informasjon til en oversikt over fundamenteringsforholdene. Informasjonen skal også gi grunnlag for å utrede mulige valg av type konstruksjon.
Bæreevne og setningsforhold 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 fundamentere på såle og grunnen består av finkornige materialer.

Erosjon kan skape problemer i forbindelse med brufundamenter og konstruksjoner i elver, bekker og vann, og risikoen må undersøkes og avklares. Dette gjelder også for fyllinger. Silt og finsand er mest utsatt for erosjon, men erosjonsforholdene, kornfordeling og strømningshastighet må undersøkes også for andre jordarter. Likeledes må vannstanden i vassdraget (høy/-, normal/- og lav vannstand) avklares. Forundersøkelser og dimensjonering av erosjonssikring er nærmere omtalt i håndbok 274 kapittel 3.4 (Ref. 5) og i NVEs veileder (Ref.6).

1.3 GRUNNUNDERSØKELSER I PLANPROSESSEN

All planlegging i Statens vegvesen skal skje etter plan- og bygningsloven (PBL). Etter at det er utarbeidet regionplaner/fylkesdelplaner og kommuneplaner er planprosessen/ byggeprosessen vanligvis delt opp i: detaljreguleringsplan, byggeplan (tilbud) og anleggsdrift/ bygging. Det er viktig at grunnundersøkelsene tilpasses utviklingen av planene. Behov for detaljkunnskap om grunnforholdene øker etter som planene tar form.



Figur 1.5 Grunnundersøkelse i planprosessen.

1.3.1 Regionsplaner / Fylkesdelplaner / Kommunedelplaner.

Regionsplaner/Fylkesdelplaner utarbeides for å få oversikt over mulige veglinjer. En veglinje bør legges slik at kostbare, og geoteknisk problematiske punkter unngås.

I denne fasen benyttes i utgagnspunktet tilgjengelige opplysninger om grunnforholdene, og det vil i mindre utstrekning være behov for undersøkelser på dette stadiet. Er det likevel områder som er problematisk geoteknisk, kan det for enkelte strategiske punkter være nødvendig å få utført grunnundersøkelser. I leirterreng vil grunnens bæreevne og setningsegenskaper i stor grad være bestemmende for skjæringer og fyllinger, eller for kostnadene med å sikre et ønsket linjepålegg. Alle opplysninger om grunnforholdene som kan ha betydning for plassering av veglinjer legges deretter inn på tegninger, kart og profiler.

Til støtte for utforming av aktuelle veglinjer utarbeides det oversiktskart, normalt i målestokk 1:10 000, som viser de geologiske forholdene i området.

Neste fase i planarbeidet er å finne fram til den optimale veglinja blant de aktuelle alternativene. Områder som er kritiske med tanke på gjennomførbarhet for veglinja må undersøkes spesielt, eksempelvis i kvikkleireterreng.

Kommunedelplan skal inneholde et overordnet kostnadsoverslag. Punkter på linja som er kostnadsmessig usikre må grunnundersøkes, og mulige fundamenteringsløsninger og sikringstiltak må prosjekteres for å kunne gi grunnlag for kostnadsberegninger.

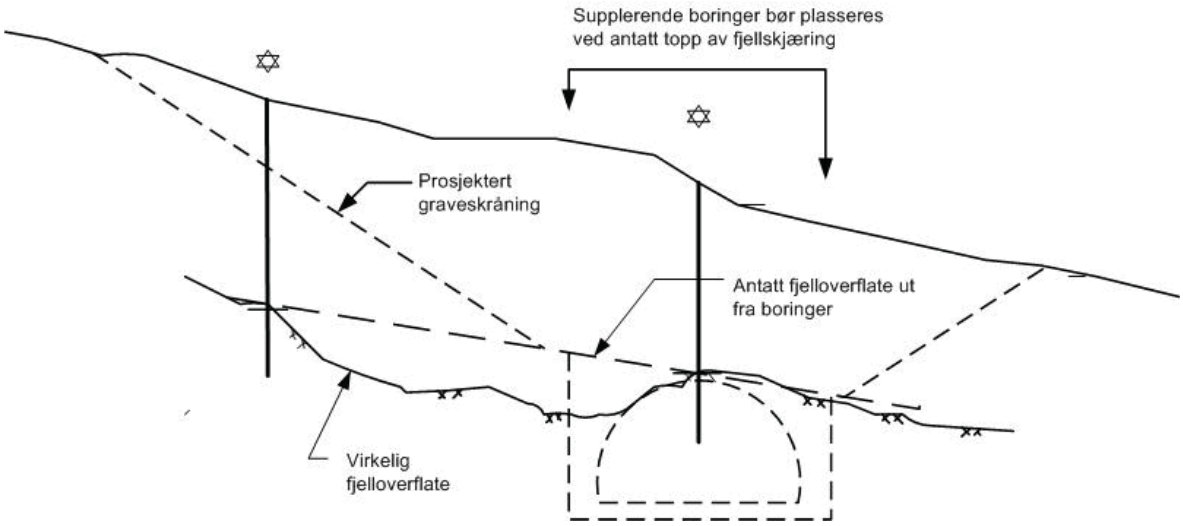
Kartlegging av masse/- og sidetak utføres med hensyn til mengde og brukbarhet. På dette stadiet er det vanlig å ta opp spørsmål i tilknytning til vegens sideterreng. Det kan være til fordel både for grunneier og vegbygger å utføre bakkeplanering i områder som ligger nær veglinja. Bakkeplanering kan når det samordnes med , forenkle avvanning og drenering i vegområdet. For å gjennomføre bakkeplanering må det søkes om tillatelse i henhold til Bakkeplaneringsforskriften (se nettsiden til Klima- og forurensningsdirektoratet www.klif.no).

Bruer, kryss, underganger, skredoverbygg og lignende samt andre nødvendige byggverk skal forprosjekteres. Det vil derfor være nødvendig å utføre forundersøkelser av grunnforholdene slik at fundamentering og utforming forøvrig kan avklares i prinsipp og slik at kostnadene kan anslås.

I arbeidet med kommunedelplanen benyttes kart i målestokk 1:1000 - 1:5000. Resultatene av grunnundersøkelsene tegnes inn på kart og profiler.

1.3.2 Detaljreguleringsplan.

I detaljreguleringsplaner skal det være fullstendige planer for vegen og de tilhørende konstruksjoner. Til grunnlag for detaljreguleringsplanen må en kjenne dybden til berg i skjæringsområder. Nøyaktig kartlegging av berg er viktig for masseberegningen og for å fastlegge skråningsutslag og eiendomsinngrep. Dette gjelder spesielt for kombinerte jord- og bergskjæringer.



Figur 1.6 Nødvendig detaljeringsgrad ved kartlegging av bergoverflate

Skissen på figur 1.6 viser eksempel på mangelfull utført sondering.

Spesielle tiltak for å sikre stabiliteten av fyllinger og skjæringer må avklares og når det gjelder skjæringsskråninger må erosjonsforholdene undersøkes. På dette grunnlaget utarbeides planer for stabilitets- og erosjonssikring og for drenering av overvann og grunnvann i vegområdet. Likeledes må også områdestabiliteten og eventuelle behov for sikringstiltak avklares.

Fundamenteringsforholdene for bruer og andre konstruksjoner bestemmes på grunnlag av detaljerte grunnundersøkelser. Grunnundersøkelsene gir også et grunnlag for å bestemme brulengder og fundamentplassering, samt nødvendige tiltak for å sikre stabilitet og unngå setninger og erosjon.

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 kan føre til skade på vegens naboeiendommer, hus og bygninger eller forsumping av nærliggende områder på grunn av endringer i dreneringsforhold.

Teknisk plan som grunnlag for detaljreguleringsplan utarbeides normalt på kart i målestokk 1:1000 og med profiler i høydemålestokk 1:200. I den utstrekning det er mulig bør resultatene av grunnundersøkelsene tegnes inn i profilene. Mer omfattende utredninger blir presentert i egne rapporter.

1.3.3 Byggeplan (tilbud)

Siste ledd i planprosessen er å forberede det planlagte vegprosjektet for utførelse. Det utarbeides da en byggeplan. Dette er en videreføring av detaljreguleringsplanen som går på de enkelte elementer i byggeprosessen. Det gjelder valg av materialer, behandling av materialer,

opplegg for kvalitetskontroll og opplegg for observering av setninger, poretrykk osv. Byggeplanen er ment å være til støtte under anleggsfasen. Når arbeidene settes ut på tilbud, er byggeplanen grunnlaget for tilbudsdokumentene og nødvendig bakgrunn for byggeledelsen i arbeidet med oppfølging og kontroll under anlegget.

Når det foreligger en fullstendig detaljreguleringsplan, vil det i liten utstrekning være behov for grunnundersøkelser for utarbeidelse av byggeplan. Suppleringer kan det imidlertid være behov for. Dette gjelder især for materialer som skal benyttes i over- og underbygningen. Behandling av masser og krav til komprimering må fastlegges.

Det kan også være behov for å sette opp krav til rekkefølge av arbeidene for å sikre mot utglidninger under anlegget.

Ved fundamentering på peler til berg, er det nødvendig å kjenne bergoverflatens beliggenhet ved pelspiss. Bergkontrollboring/totalsondering må da utføres. Til alle fundamenteringsarbeider for bruer og andre byggverk må det utarbeides detaljerte retningslinjer og kriterier. Som eksempel kan nevnes plan for ramming av peler.

I samsvar med krav i NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 skal det utarbeides en egen prosjekteringsrapport hvor alle forutsetninger når det gjelder registrerte grunnforhold, valg av partialfaktorer for materialfasthet ved geoteknisk dimensjonering, arbeidsrekkefølge og behov for kontrollmålinger og oppfølging under anleggsarbeidene skal fremgå. Det vises til kapittel 1.11 og til omtale i etterfølgende kapitler. I tillegg skal det utarbeides en rapport om grunnundersøkelsene. Denne skal gi en oversiktlig fremstilling av grunnforholdene med oversikt over utførte grunnundersøkelser og profiler med gjengivelse av sonderings-diagrammer og laboratorieresultater.

1.4 BAKGRUNNSOPPLYSNINGER

Før en grunnundersøkelse starter i marka bør en sette seg inn i de opplysninger som er tilgjengelig om grunnforholdene i området. Nyttige bakgrunnsopplysninger vil en få fra:

Geotekniske undersøkelser:
Det er utført et betydelig antall grunnundersøkelser i ulike deler av landet, både for det offentlige og/eller for private oppdragsgivere. Resultatene av offentlige undersøkelser foreligger i rapporter, dataarkiv og databaser.

Lokale og egne erfaringer:
Erfaring fra tidligere grunnundersøkelser, byggevirksomhet og opplysninger fra lokalkjente (grunneiere og andre) kan gi verdifulle opplysninger om grunnforhold, erosjonsforhold flomnivå og lignende.

Berggrunnsgeologiske kart:
Store deler av landet er i dag dekket av berggrunnsgeologiske kart i målestokk 1:50 000 og/eller 1:250 000. Disse kartene gir informasjon om beliggenheten av de viktigste bergartene. Slike kart kan være nyttige i en generell vurdering av grunnforholdene.

De kan også benyttes som grunnlag for eventuelle seismiske undersøkelser. Slike kart er av spesiell nytte ved for eksempel tunnelkartlegging og oppleting av materialforekomster i berg. Kartdetaljer kan lastes ned fra nettsiden til NGU (Norges Geologiske Undersøkelse).

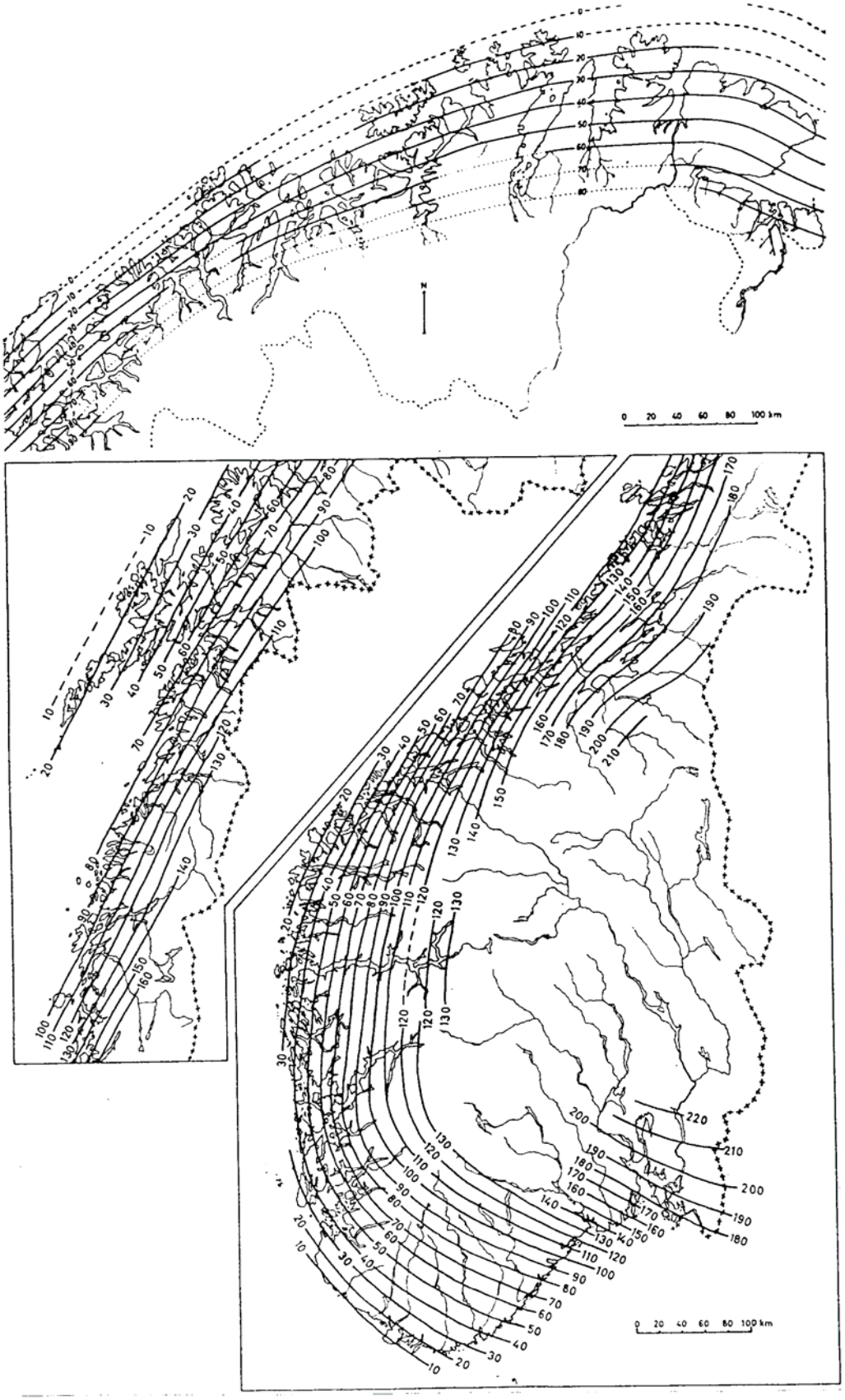
Kvartærgeologiske kart:
Deler av landet er dekket av kvartærgeologiske kart i målestokk 1:250 000 og 1:50 000. For enkelte mindre områder finnes det også slike kart i 1:20 000, 1:10 000 og 1:5 000. På kartene er det med fargekoder eller raster angitt hvilke løsmassetyper som finnes i de øverste 0,5 m. I tillegg er det angitt lagdeling og tykkelser i en del borepunkter, skjæringer og seismiske profiler. Kornstørrelser og viktige formelementer som raviner, skredgroper, massetak m.m. er angitt med tegn. Se også kapittel 19 Kvartærgeologi. Kartdetaljer kan lastes ned fra nettsiden til NGU (Norges Geologiske Undersøkelse).

Generelt om de geologiske kartene.
Uansett registreringsnøyaktighet gir geologiske kart i målestokkene 1:250 000 og 1:50 000 et relativt grovt bilde av de faktiske forhold. Inntegnede grenser for løsmasser og bergarter må derfor i stor grad betraktes som veiledende.

Kvartær- og berggrunnsgeologiske kart har ofte symbolbeskrivelser på kartet, eller i vedlagt hefte. De produseres først og fremst av Norges Geologiske Undersøkelse (NGU) i Trondheim. NGU har også til enhver tid den beste oversikten over hva som finnes av slike kart her i landet. Planen er at hele landet etter hvert skal dekkes av slike kart i målestokk: M=1:250 000 og 1:50 000**.**

Økonomisk kartverk:
Et økonomisk kartverk i M=1:5000 finnes for store deler av landet. Også disse kartene inneholder en del opplysninger som kan være nyttige for en vurdering av grunnforhold. Her kan for eksempel nevnes bonitet, bar-/løvskog, dyrket jord, blokkrik dyrkningsjord, dyrkningsjord på tørr sand og grus, grus/- og steintak, m.m. Slike kart er tilgjengelige på Internett på kommunenivå.

Flybildetolkning:
Flybilder med stereoskopisk dekning gir et tredimensjonalt bilde av terrenget, og gir derfor god oversikt over landskapsformene. Med kunnskap i kvartærgeologi, helst kombinert med en del erfaring fra feltkartlegging, kan det med hjelp av stereoskopisk flybildetolkning også trekkes relativt nøyaktige jordartsgrenser. Disse må alltid etterprøves med hjelp av markbefaringer. Flybildetolkning er derfor et godt hjelpemiddel ved planlegging av grunnundersøkelser i områder hvor det mangler kvartærgeologiske kart. Der det ikke er flybildedekning kan kartdata lastet ned fra Internett, gi nyttig informasjon.



Figur 1.6 Isobasekart for Norge. Linjene (isobasene) angir høyden over havet for marin grense. (Jøsang, 1963).

Marin grense:
Marin grense er øvre grense for materialer som er avsatt i sjøvann og som senere er kommet opp på tørt land grunnet landhevningen. Figur 1.6 gir en oversikt over marin grense i Norge, og dermed også over hvor i landet det kan finnes leire og kvikkleire.

Kart over kvikkleireforekomster:
Som et ledd i å forebygge større skredkatastrofer har Naturskadefondet med bistand fra NGI fått utarbeidet kart som viser beliggenhet av potensielle kvikkleireskred. Områder hvor skredfaren er kartlagt har ravinert terreng med skråningshøyde H ≥ 10 m og naturlig terrenghelning ≥ 1:15. Det er også satt en nedre grense for arealet av områder som er vurdert på ≥ 10 mål. Kartene er utarbeidet i målestokk 1: 50 000. Informasjon om kartlagte områder og enkeltkart kan fås ved henvendelse til Statens kartverk.

1.5 GRUNNUNDERSØKELSESMETODER - INNLEDNING

Det finnes forskjellige grunnundersøkelsesmetoder som brukes til ulike typer oppgaver. I det følgende vil en gi en oversikt over de mest brukte boremetodene, hovedsakelig ut fra erfaringer og praksis fra grunnundersøkelser utført i Statens vegvesen. Det vises til håndbok 015 Feltundersøkelser (Ref. 2) og til håndbok 280 Geoteknisk felthåndbok (Ref. 4) som gir utførlig beskrivelse av de forskjellige typer utstyr og deres anvendelse.

Tabellene nedenfor (figur 1.7 og 1.8) gir en oversikt over undersøkelsesmetoder for geotekniske oppdrag. Figur 1.7 viser hvilke jordarter de enkelte utstyrstypene egner seg for og figur 1.8 viser hva boreresultatene gir opplysning om.

Undersøkelses-metode	Utstyr	Egnet for undersøkelse i					
		Torv	Leire og leirig silt	Sandig silt og sand	Grus	Morene, blokkrik grus og stein	Berg
Sondering	Bergkontrollboring			❍	❍	❍	●
	Dreietrykksondering		●	●	❍		
	Totalsondering	●	●	●	●	●	❍
	Trykksondering	●	●	●			
Prøvetaking	Graving	●	●	●	●	●	
	Skovlboring	●	●	●			
	Torvkanneboring	●					
	Naverboring		●	●			
	Ramprøvetaking		●	●	❍		
	54 mm prøvetaking *	❍	●	❍			
	75/95 mm prøvetaking *		●				
	Kjerneboring					❍	●
Vingeboring	Vingebor		●				
GVS og poretrykk	Poretrykksmålere	●	●	●	●	●	❍

● egnet
❍ kan være egnet under spesielle forhold
* Blokkprøvetaking kan være et alternativ til stempelprøvetaking ved spesielle krav til prøvekvalitet

Figur 1.7 Oversikt over ulike typer grunnundersøkelsesmetoder.

Metode	Gir opplysninger om:					
	Dybde til berg	Berg-kvalitet	Relativ styrke, lagdeling	Jordarts-klassifi-sering	Styrke parametere	Andre jordarts-parametere
Bergkontrollboring	●	❍				
Dreietrykksondering			●	❍		
Totalsondering	●		●	❍		
Trykksondering			●	❍	●	●
Graving	❍		❍	●		●
Skovlboring				●		●
Torvkanneboring				●		●
Naverboring			●	●		●
Ramprøvetaking			●	●		●
54 mm prøvetaking *			●	●	●	●
76/95 mm prøvetaking*			●	●	●	●
Kjerneboring		●	●		●	
Vingebor					●	
Poretrykksmålere**						●

● gir god opplysning
❍ kan gi opplysning under spesielle forhold
* Blokkprøvetaking kan benyttes i spesielle tilfeller hvor det er høye krav til prøvekvalitet
** Gir opplysninger om grunnvannsnivå eller grunnvannstrykk

Figur 1.8 Oversikt over hva de ulike metoder gir opplysning om.

1.5.1 Kvalitetssikring

Kvalitetskrav
Alle grunnundersøkelsesmetoder utføres etter NS-EN 1997-2::2007+NA:2008, se kapittel 0. For undersøkelsesmetoder og utstyr som ikke er omtalt i standarden gjelder fortsatt nasjonale metoder utført etter dokumenterte prosedyrer. Det vises her til håndbok 280 Geoteknisk felthåndbok (Ref. 4) og til håndbok 015 Feltundersøkelser (Ref. 2). I ovennevnte dokumenter er det spesifiserte krav til gjennomføring og det er derfor viktig at arbeidet utføres i henhold til de gjeldende krav. Er grunnundersøkelse/-metode utført etter gjeldene normer/krav, vil de resultater en får tilsvare den minimumskvalitet som forventes av en undersøkelse. Om det stilles andre, og for eksempel strengere krav, til undersøkelsesmetodene skal dette avtales spesielt. De som mottar eller bestiller en grunnundersøkelse forventer, og må kunne ha tillitt til, at de grunnundersøkelser som er utført, er foretatt etter de gjeldene standarder/normer. Det er en forutsetning at de som står ansvarlig for grunnundersøkelser har utarbeidet en kvalitetsplan som legger til rette for gode arbeidsrutiner og at det settes av nok tid til gjennomføring av arbeidet.

Å kvalitetssikre grunnundersøkelser innebærer derfor at en må "skape" de rette forutsetningene for at en skal kunne "gjøre det hele riktig fra start". Det vil i praksis si:
Forebygge *= å skape de rette forutsetninger (vedlikehold av utstyr, kalibreringsrutiner, merk spesielt: vingebor: CPTU og kraftgiver på borerigg)*
Planlegge *= Gjøre de riktige ting til rett tid (ha forberedt for eksempel tetting av artesisk brønn)*
Styre *= Påse at gjeldende standard følges + eventuell spesifisert avtale*
Følge opp *= Kontrollere at dataene som leveres er slik en normalt forventer at resultatene skal være (at de innsamlede dataene er sannsynlige og at borprosedyrer er fulgt). De innsamlede data og resultater må kunne dokumenteres*

***Korrigere** = Finne årsaken til eventuelle avvik, beskrive disse, eller supplere undersøkelsen etter avtale med oppdragsgiver/ansvarlig person*

Alle som er involvert i en grunnundersøkelse må bidra til at de resultater en får er optimale. Selv små variasjoner i for eksempel fasthetsparametere kan gi store utslag i kostnader i en konstruksjon.

1.6 SONDERINGSMETODER

Det er i dette avsnittet gitt en oversikt over de mest aktuelle sonderingsmetodene. For mer detaljert beskrivelse av utstyr og utførelse vises det til håndbok 280, Geoteknisk felthåndbok (Ref. 4) og til Håndbok 015; Feltundersøkelser (Ref. 2).

1.6.1 Dreiesondering

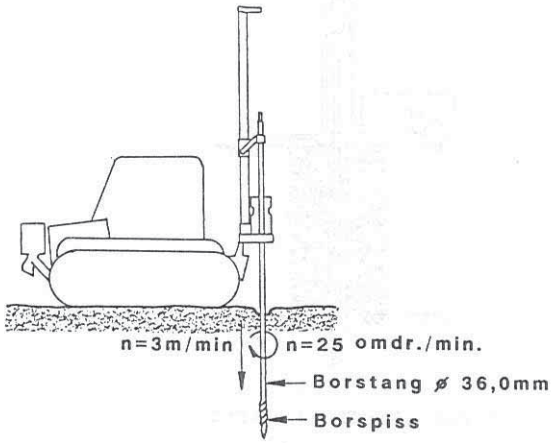
Dreiesondering var tidligere mye brukt til kartlegging av lagdeling, relativ fasthet og dybden til faste masser, samt berg hvis mulig. Metoden benyttes lite i dag, men er likevel tatt med her da resultater fra denne type boring ofte finnes i eldre rapporter. Sonderingsmotstanden registreres ved at den last som er nødvendig for å få boret til å synke registreres (maks 100 kg). Når boret, som belastes trinnvis opp til 100 kg, ikke lenger synker fritt, dreies (roteres) boret. Synken pr. 25 halve omdreininger registreres. Sonderingsmotstanden gir grunnlag for å bedømme grunnens lagdeling og relative fasthet.

1.6.2 Slagsondering

Slagsondering benyttet i dag lite, men omtales også, da resultatene kan finnes i eldre rapporter. Slagsondering ble hovedsakelig benyttet når hensikten var å kartlegge dybde til fast grunn eller berg. Sonderingsmotstand er vanligvis ikke registrert ved boring gjennom løsmasser. Ved å registrere nedtrengningshastigheten (for eks. sek/m) er det likevel mulig å få en indikasjon på lagdeling og relativ fasthet i massene.

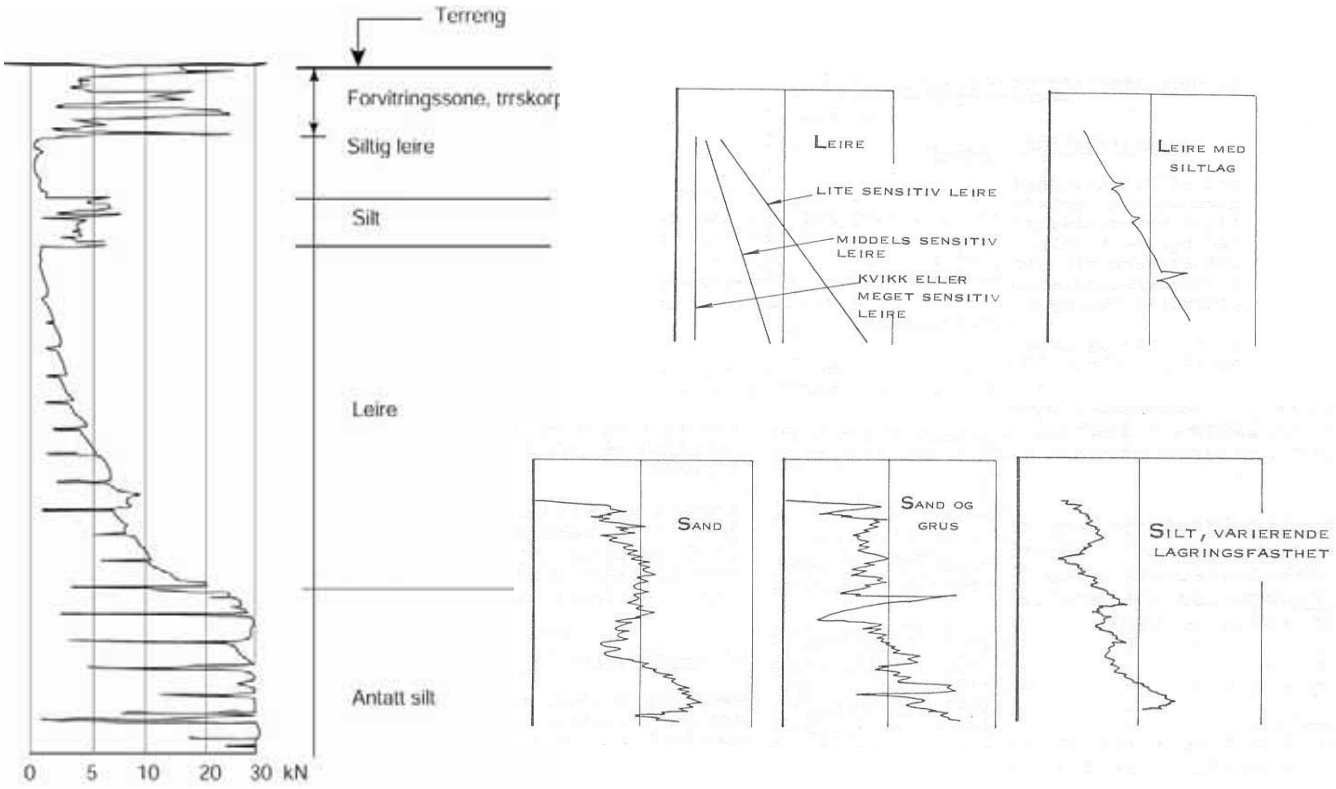
1.6.3 Dreietrykksondering

Dreietrykksondering går ut på å dreie/trykke stenger ned i bakken med konstant penetrasjons/- og rotasjonshastighet. Sonderingsmotstanden registreres som den totale kraft mot boret som skal til for å holde den normerte rotasjons/- og nedpressingshastigheten. Boredataene registreres i dag elektronisk og resultatet presenteres ferdig opptegnet etter behandling av rådataene.



Figur 1.9 Dreietrykksondering.

Sonderingsresultatene gir holdepunkter for å tolke grunnforhold, jordart, lagdeling og relativ lagringsfasthet. Spesielt tydelig og nøyaktig kan en fastlegge laggrenser mellom ulike typer friksjonsmateriale og leire, se figur 1.10.



Figur 1.10 Eksempel på tolkning av dreietrykksondering

For detaljer vedrørende tolkning se NGF Melding Nr 6 eller Intern rapport 816 fra Vegteknisk avdeling i Vegdirektoratet (Ref. 8).

Dreietrykksondering har god nedtrengingsevne i grunnen, men boringen stopper hvis man treffer på meget faste lag i grunnen, som for eksempel grov grus, stein og/eller blokk. Det

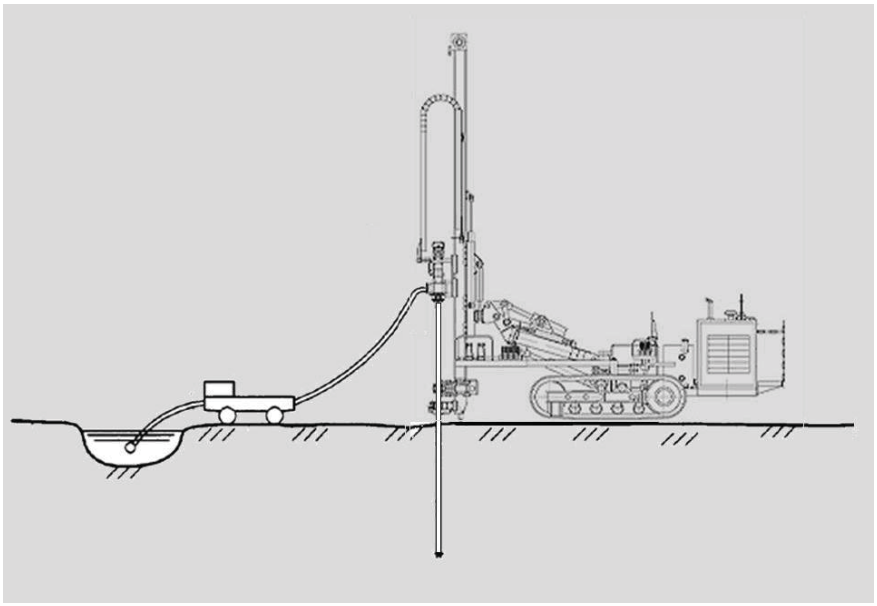
gjøres oppmerksom på at metoden ikke gir pålitelige resultater ved angivelse av dybder til berg.

1.6.4 Bergkontrollboring

Når bergoverflatens beliggenhet skal kartlegges mer nøyaktig, utføres bergkontrollboringer. Dette er aktuelt i forbindelse med oppgaver der det skal fundamenteres på berg (for eksempel bestemmelse av pelelengder). Motstand ved boring gjennom løsmassene blir vanligvis ikke registrert da bormotstanden gir tvilsomt grunnlag for å bedømme grunnforholdene.

Normalt benyttes vannspyling til boring gjennom løsmasser. Det anbefales å benytte vann til spyling fordi trykkluft ofte gir begrenset sonderingsdybde. Bruk av luftspyling kan også føre til omrøring av kvikkleire, poretrykksøkning og eventuelt fare for skred.

Når sonderingen treffer et fast lag, som vurderes å være berg, skal det, som grunnlag for bergpåvisning, bores minimum 3 m i dette før boringen avsluttes. Det vil da være mulig å kartlegge stein/blokk med tykkelse inntil 3 m og inntil 3 m overheng. Dette regnes i dag som en sikker metode for å bestemme dybden til berg.. Ved boring i flere punkter kan det utarbeides bergkotekart.



Figur 1.11 Bergkontrollboring med vannspyling.

Metoden kan også benyttes til å kartlegge tykkelsen av meget faste masser over berg eller for å måle lagtykkelser i skjæringer og massetak/grustak.

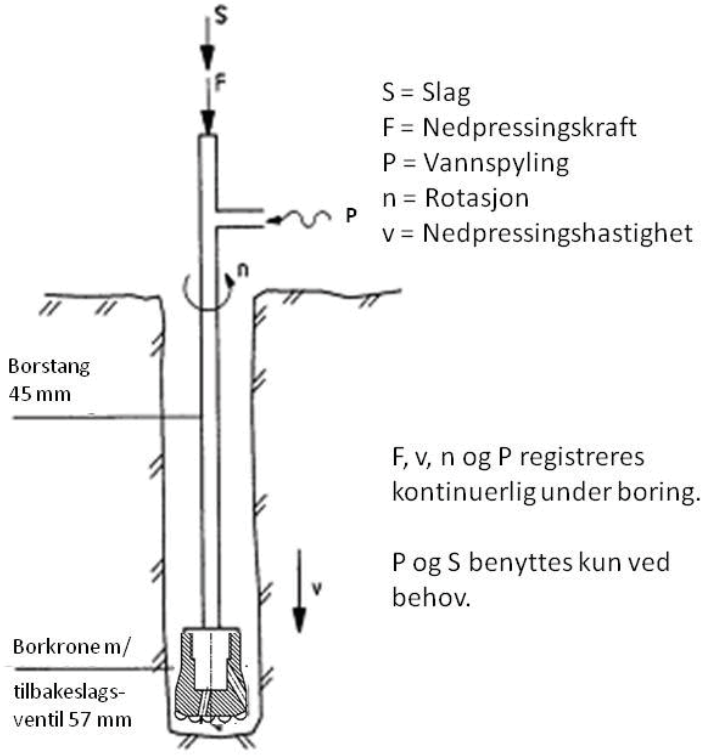
1.6.5 Totalsondering

Totalsondering er en sonderingsmetode som kombinerer egenskapene fra dreietrykksondering og bergkontrollboring. Borespissen er en modifisert bergborkrone med tilbakeslagsventil. Ventilen åpnes av spylevannet og lukkes når vanntrykket tas av. Denne ventilen gjør det

mulig å unngå innpressing av fine masser i borekrone/-stang mens det utføres sondering etter dreietrykkprosedyre.

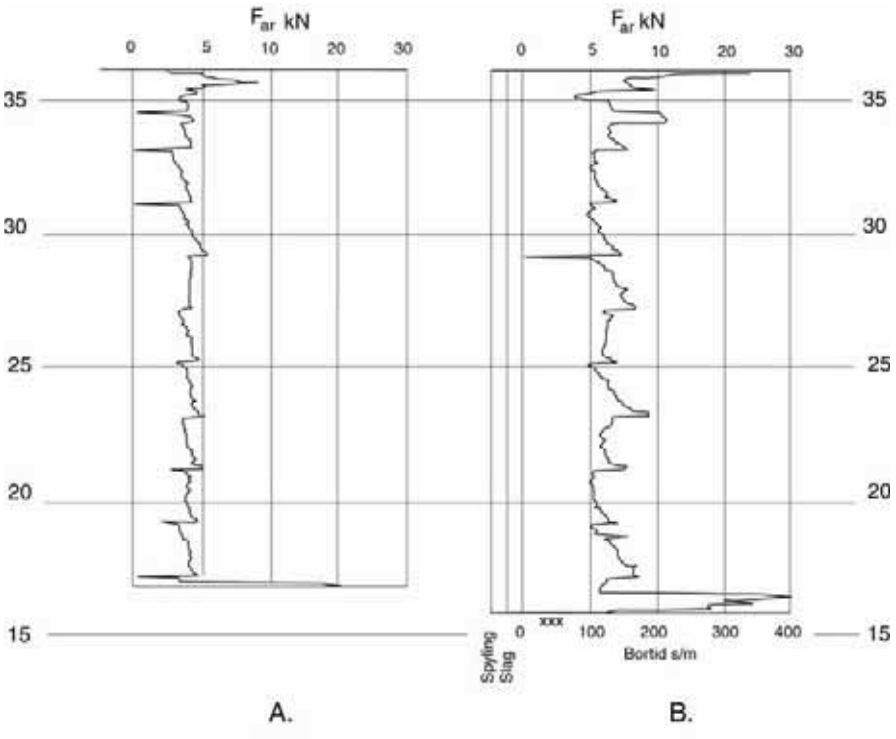
Det anbefales å benytte vann til spyling fordi trykkluft ofte gir begrenset sonderingsdybde. Bruk av luftspyling kan også føre til omrøring av kvikkleire, poretrykksøkning og eventuelt fare for skred.

Metoden starter som en dreietrykkprosedyre. Når videre nedtrengning stopper økes rotasjonshastigheten. Om synken igjen stopper, aktiveres vannspylingen. Om heller ikke dette gir videre nedtrengning, aktiveres slaghammer samtidig som rotasjonshastigheten økes. Sonderingen har da gått over i fasen bergkontrollboring. Om en penetrerer et fast lag og det igjen blir bløtere grunn, går en tilbake til dreietrykksonderingsfasen.



Figur 1.12 Totalsondering - prinsipp.

Det registreres oftest noe større motstand med totalsondering enn med dreietrykksondering. Dette gjelder spesielt når det er faste lag (tørrskorpe) i toppen. Formen på kurvene er imidlertid svært like, se figur 1.13. Det økte utslaget på registrert motstand skyldes borkronens dimensjon og økt stangfriksjon (tykkere stenger). Totalsondering er i dag den mest brukte sonderingstypen ved grunnundersøkelser. Dette fordi nedtrengningsevnen ved bruk av denne metoden gir sikrere angivelse av dybder til faste lag og berg.



Figur 1.13 Sonderingsresultater fra henholdsvis a) dreietrykksondering og b) totalsondering.

For detaljer vedrørende tolkning se NGF Melding Nr 9 (Ref. 17) eller Intern rapport 816 (Ref 8) og Intern rapport 1984 (Ref. 9) fra Vegdirektoratet.

1.6.6 Trykksondering med poretrykksmåling - CPTU

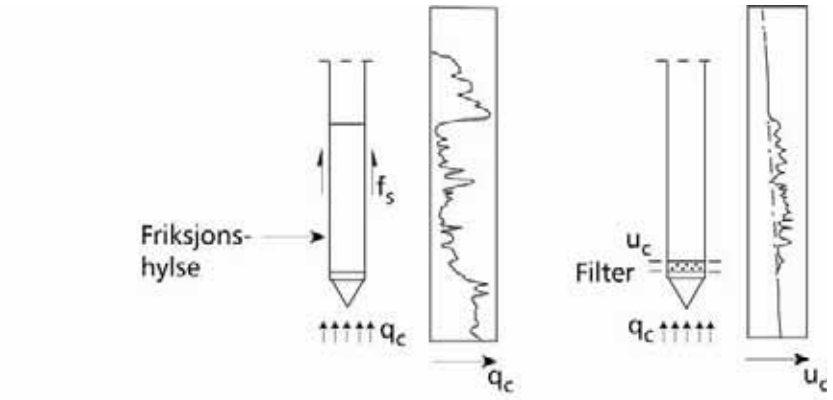
Trykksondering kan brukes til å bedømme lagdeling, jordart, lagringsfasthet samt i noen grad jordartens fasthets/- og deformasjonsegenskaper. Vanligvis måles også poretrykk under sonderingen. Trykksondering uten poretrykksmåling kalles CPT

Trykksondering er best egnet i leire, silt og sand. I grovere jordarter kan utstyret lett bli skadet.

Trykksondering utføres ved at en sylindrisk sonde med konisk spiss presses ned i grunnen med konstant penetrasjonshastighet (2 cm/sek). Kraften mot den koniske spissen, sidefriksjonen mot en friksjonshylse og poretrykket registreres kontinuerlig. Kurve for spissmotstand, poretrykk og eventuelt friksjon brukes til å tolke resultatene m.h.t.: lagdeling, jordart, fasthets- og deformasjonsegenskaper. Med økende krav til nøyaktighet av registrerte data, leveres ofte dagens CPTU-sonder med en sensor for helningsmåling (inklinometer) i tillegg til sensorer for poretrykk, spissmotstand og friksjon. I NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 er det et krav at CPTU-sonder som skal benyttes til innsamling av data i den beste måleklassen må være utstyrt med en slik sensor. De fleste CPTU-sonder som leveres i dag, er utstyrt med helningsmåler (inklinometer) og er dermed tilpasset Eurokodens krav.

Ved tolking av styrke- og deformasjonsparametre fra trykksonderinger bør tolkingsmodellene være kalibrert mot resultater fra laboratorieforsøk på prøver fra samme område. Dersom lokal

kalibrering ikke foreligger må det tas hensyn til økt usikkerhet i korrelasjonene. For fullverdig anvendelse skal sonder og utførelse tilfredsstille kravene til høyeste anvendelsesklasse i henhold til NGF-melding nr 5 (Ref. 13).



Figur 1.14 Trykksondering.

1.7 PRØVETAKINGSMETODER

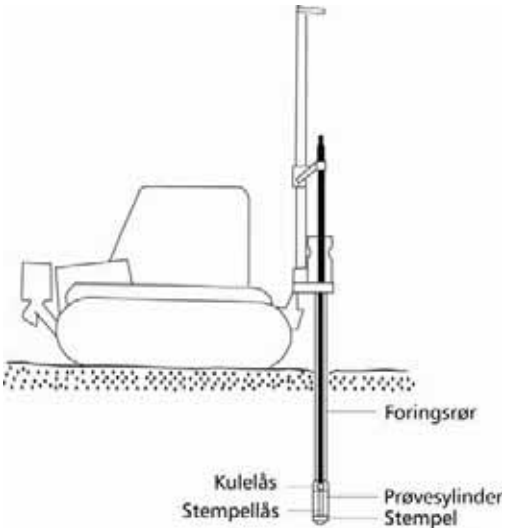
Når en skal ta opp prøver av materialer i grunnen må en velge en prøvetaker som gir den prøvekvalitet som er nødvendig for å løse det aktuelle problemet.

Omrørte jordprøver kan bare undersøkes med hensyn til kornfordeling, telefarlighet, humusinnhold, vanninnhold og konsistensgrenser. Med forstyrret prøve kan også lagrekkefølgen observeres. Uforstyrrede prøver kan i tillegg undersøkes med hensyn på fasthets- og deformasjonsparametere.

For opptak av *kjerneprøver* i berg vises det til håndbok 015; Feltundersøkelser (Ref. 2).

1.7.1 Sylinderprøvetaker - 54 mm, 75 mm og 95 mm

Dersom prøver skal tas for å måle grunnens intakte fasthet, må det tas uforstyrrede prøver. Til de vanligste oppgavene benyttes i dag hovedsakelig 54 mm stempelprøvetaker med plastsylinder, se figur 1.15.



Figur 1.15 Prøvetaking med 54 mm prøvetaker.

Opptak av uforstyrrede prøver krever både at utstyr montert som angitt i Håndbok 280 Geoteknisk felthåndbok (Ref. 4) benyttes og at prosedyrer beskrevet i samme håndbok følges ved prøvetakingen.

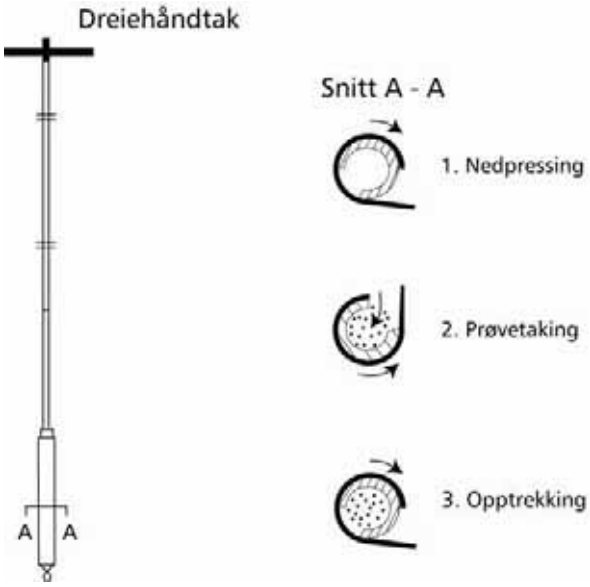
De opptatte prøver kan undersøkes med hensyn til geotekniske data som: vanninnhold, konsistensgrenser, densitet, udrenert skjærfasthet, sensitivitet og kornfordeling. Når det er behov for mer inngående analyse av stabilitet og setninger utføres i tillegg treaks- og ødometerforsøk.

Merk. Noen modeller av prøvetakere lar seg enkelt bygge om til andre diametre som ϕ75 mm. Det finnes også prøvetaker med diameter ϕ95 mm når det er behov for enda større prøver (se håndbok 280, Ref. 4).. Ved spesielle krav til prøvekvalitet kan det også benyttes blokkprøvetaking.

1.7.2 Kannebor (torvkannebor)

Benyttes for opptak av representative prøver i organiske jordarter og bløt leire. Kannebor med lukket kammer kan benyttes både over og under grunnvannstanden. Metoden egner seg godt ved kartlegging av lagdelingen i myr. Prinsipp for utførelsen er vist på figur 1.16.

Klassifisering av torv foretas i henhold til Von Post, se Kap. 2 eller håndbok 280 Geoteknisk felthåndbok (Ref. 4).



Figur 1.16 Prinsipp for kannebor (torvkannebor).

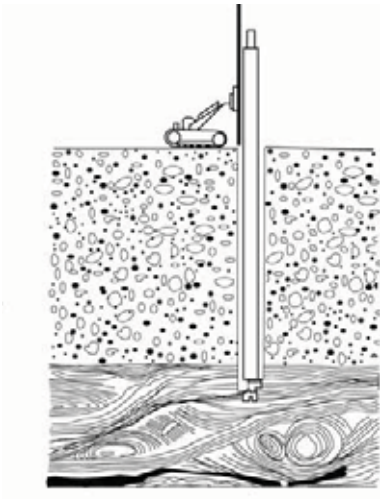
Torvprøver kan undersøkes med hensyn til vanninnhold, omvandlingsgrad og glødetap.

1.7.3 Ramprøvetaker

Ramprøvetakere finnes både for lett håndholdt utstyr og i utgaver som er beregnet på tyngre boremaskiner. Ramprøvetakere benyttes til opptak av representative prøver av relativt løst lagrede materialer fra leire til grus. Metoden går ut på at en stempelprøvetaker rammes ned i grunnen til ønsket dybde, før stempelet frigjøres. Når stempelet er frigjort rammes prøvetakeren videre og sylinderen i prøvetakeren fylles. Det er viktig at prøvene ikke komprimeres, og prøvetakeren må ikke rammes lenger enn sylinderlengden da dette kan føre til økt finstoffinnhold i prøvene.
En annen modell av ramprøvetaker er gjennomstrømningsprøvetakeren. Dette er en åpen prøvetaker med gjennomgående hull (sylinder) hvor prøven (materialene) passerer gjennom sylinderen og ut i øvre ende. Når prøvetakeren har nådd ønsket nivå trekkes den opp og det materiale som da er i sylinderen vil følge med opp. Ramprøvetakere kan være vanskelig å benytte under grunnvannstanden. Sandfanger kan eventuelt benyttes i friksjonsjordarter.

1.7.4 Odex-boring

Odex-boring kombinerer hulltaking og nedføring av foringsrør i en operasjon. Ved bruk av bergboremaskin settes det ned foringsrør (på geotekniske borerigger benyttes topphammer). Når ønsket dybde for eventuell prøvetaking er nådd, trekkes borestreng og borekrone opp. Ved å senke ned en prøvetaker i borhullet kan en ta prøver fra bunnen av foringsrøret, for eksempel ved å benytte en ramprøvetaker. Metoden egner seg til opptaking av omrørte prøver i faste masser sand, grus og morene. Sandfanger kan benyttes og er til god hjelp om prøver tas under grunnvannstanden.
Foringsrør benyttes også ved gjennomboring av fyllmasser for å stabilisere hullveggen slik at undersøkelser av grunnen under blir mulig.
Innerdiameteren på ODEX 76 er tilstrekkelig til at den nederste delen av et H 10 vingebor kan passere gjennom foringsrøret.



Figur 1.17 Odex-boring.

Det anbefales å benytte vann til spyling fordi trykkluft ofte gir begrenset bordybde. Bruk av luftspyling kan også føre til omrøring av kvikkleire, poretrykksøkning og eventuelt fare for skred.

1.7.5 Transport og oppbevaring av prøver

Når det tas prøver i et område, så er det for å kunne finne ut noe om jordmaterialenes egenskaper. Etter opptak må prøvene transporteres til et laboratorium for undersøkelse. Tiltak for å sikre at prøvene ikke forringes under transport er beskrevet i Håndbok 280 Geoteknisk felthåndbok (Ref. 4).

Kvalitetsmessig kan en dele prøver i tre kvalitetskategorier: omrørt, forstyrret og uforstyrret. For klassifisering av jordmaterialer er det kun behov for omrørt eller forstyrret prøvemateriale.

For å kunne bestemme skjærfasthetsegenskaper og deformasjonsegenskaper behøves uforstyrrede prøver (sylinderprøver eller tilsvarende).

Alle kategorier av prøver skal håndteres forsiktig.

Omrørt og forstyrret prøvemateriale skal oppbevares i vann/- og lufttette poser. Det er også viktig at det meste av unødvendig luft i posene fjernes. Dette for å hindre mulig oksidasjon av materialet. Når prøvene er emballerte skal de oppbevares og transporteres på en måte som beskytter mot uttørking og frysing og bevarer materialegenskapene best mulig. Dvs. at de sommerstid bør oppbevares og transporteres skyggefullt og kjølig, for eksempel i en kjøleboks med noen kjøleelementer. Vinterstid bør prøvene ikke utsettes for frost. Det kan da være nødvendig å benytte en varmeisolert kasse til oppbevaring og transport.

Uforstyrrede prøver

Det kan være vanskelig å avgjøre hvor ømfintlig prøvematerialet i en ”uforstyrret prøve” er. Alle sylinderprøver skal derfor håndteres med den aller største forsiktighet slik at støt og

vibrasjoner unngås. Det anbefales at alle sylinderprøver oppbevares og transporteres i spesialtilpassede kasser. Transportkassene skal være isolert med varme/- og støtdempende materiale og være innredet slik at prøvene ikke kan forskyve seg. Kassene skal oppbevares og transporteres slik at de ikke utsettes for direkte solstråling/intens varme eller frost. Sylinderprøver (transportkasser) skal fraktes stående. Under transport bør kassene settes på et vibrasjonsdempende underlag.

Viktig! Om prøvene består av kvikke sensitive materialer som finsand, løst lagret silt eller leire bør ikke prøvene sendes med offentlig transport, men fraktes direkte til laboratoriet i setet på en bil - hvis mulig.

Tiden fra prøven er tatt opp til den skyves ut i laboratoriet bør være kortest mulig.

Huskeliste:

- Sylinderprøver skal transporteres i spesialtilpassede kasser som er isolert med varme/- frost/- og støtdempende materiale og de skal holdes i en fiksert og atskilt posisjon slik at de ikke kan forskyve seg
- Sylindrene skal beskyttes mot uttørking og frysing
- Sylindrene skal fraktes på et støtdempende underlag og ikke utsettes for støt eller vibrasjoner
- Sylindrene skal fraktes til laboratoriet snarest mulig

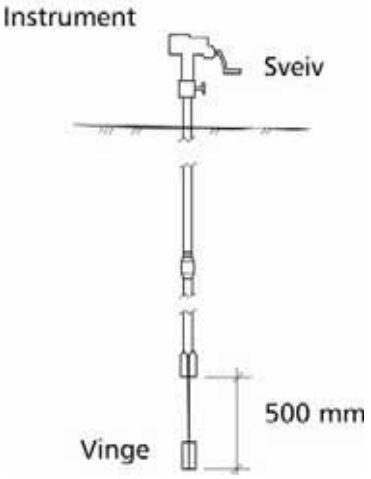
Uforstyrret prøvetaking krever uforstyrret prøvehåndtering og uforstyrret prøvetransport.

1.8 ANDRE METODER

1.8.1 Vingeboring.

Vingeboret (Modell H 10) brukes til å bestemme in situ uforstyrret og omrørt udrenert skjærfasthet av kohesjonsjordarter, i første rekke leire og leirig silt.

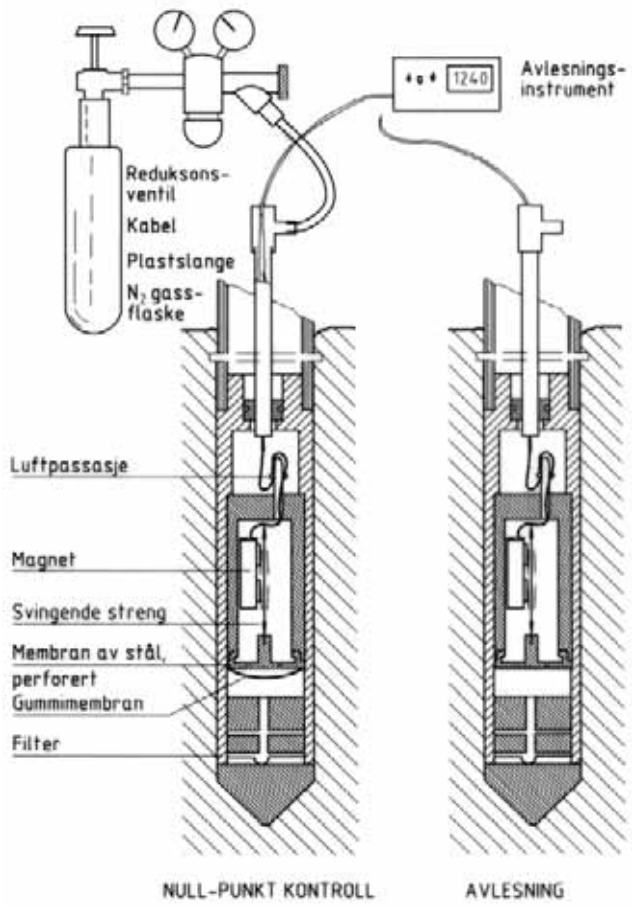
Metoden går ut på at en vinge presses ned i grunnen til et gitt dyp. Så dreies vingen med en gitt hastighet, og det maksimale torsjonsmoment som skal til for å dreie vingen måles. Dette regnes så om til skjærfasthet i jordmaterialet. Vingeboring bør ikke utføres som eneste metode for måling av skjærfasthet, men suppleres med skjærfasthetsmålinger på uforstyrrede prøver.



Figur 1.18 Vingeboring (H 10)

1.8.2 Poretrykksmåling

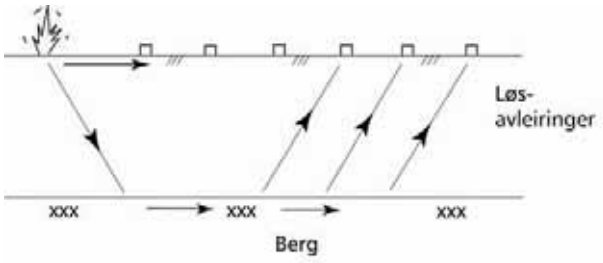
Når en skal bestemme beliggenheten av grunnvannstanden og fordelingen av poretrykk, benyttes poretrykksmåling. Poretrykket kan måles enten med hydrauliske eller elektriske poretrykkmålere (svingende-streng sensor). Det finnes også poretrykksmålere som baserer seg på strekklapp-prinsippet, men erfaringene med disse er foreløpig begrenset.
Valg av type måler avhenger av hva en ønsker å måle. For måling av raske endringer i poretrykket anbefales bruk av elektriske poretrykkmålere.
Det er også mulig å koble elektriske målere til et elektronisk loggesystem. Dette gjør det mulig å overføre oppsamlede data over telenettet.
Merk! Hydrauliske målere egner seg normalt ikke der det er artesiske forhold.



Figur 1.19 Elektriske poretrykkmålere.

1.8.3 Seismiske målinger

Seismiske målinger benyttes til å måle tykkelsen av lag i grunnen samt dybder til berg. Metoden benyttes oftest i forbindelse med brufundamentering, bestemmelse av bergoverdekning, kartlegging av svakhetssoner ved tunnelprosjekter eller for å måle tykkelsen av løsemasseavsetninger ved tunnellpåhugg. Seismiske målinger brukes også til å kartlegge bergoverflaten i skjæringer og massetak. Metoden går ut på å måle tiden fra trykkbølger utløses i et punkt til de når andre punkter i kjent avstand fra utløsningspunktet, se figur 1.20



Figur 1.20 Seismikk - prinsipp for refraksjonsmålinger.

1.9 MILJØTEKNISKE UNDERSØKELSER

Miljøtekniske undersøkelser kan være aktuelt å utføre for eksempel ved byggeprosjekter der det er mistanke om forurensning i grunnen forårsaket av tidligere virksomhet. Miljøtekniske undersøkelser som kan være aktuelt å utføre for Statens vegvesen er:

- ✓ Sonderinger for å identifisere tette og/eller drenerende lag i grunnen.
- ✓ Opptak av jordprøver for kjemiske analyser.
- ✓ Poretrykksmålinger.
- ✓ Grunnvannsbrønner.
- ✓ Geofysiske målinger for kartlegging av forurensede soner (georadar, geoelektriske målinger)

Når det skal utføres sonderinger for å identifisere tette og/eller drenerende lag vil det være aktuelt å utføre trykksonderinger (CPTU) eller totalsonderinger/dreietrykksonderinger. Utførelse er beskrevet i avsnitt 1.6.3, 1.6.5 og 1.6.6. Sonderingene vil også danne grunnlag for å bestemme lokalisering av øvrige undersøkelser. For jordprøver til kjemiske analyser vil det som oftest være tilstrekkelig med representative prøver, imidlertid kan det i enkelte tilfeller også være ønskelig å ta opp 54 mm prøver, for prøvetakingsmetoder vises det til avsnitt 1.7.

1. Før en miljøteknisk undersøkelse starter er det svært viktig at en nøye planlegger hva som skal utføres og hvordan målingene kan gjennomføres.
Se også kapitel 1.9.1 Spesielle hensyn og kapittel 8 Forurenset grunn.

2. HMS for mannskap og oppdragsgivere er spesielt viktig for utførelse av denne type undersøkelser.

3. Når en arbeider med miljøtekniske undersøkelser er det svært viktig å passe på at tette jordarter/-lag under en forurensning ikke skades/penetreres slik at forurensningen kan føres videre ned i grunnen.

I forbindelse med miljøtekniske undersøkelser er det som oftest av stor betydning å få oversikt over grunnvannsforholdene. Dette gjelder grunnvannets beliggenhet, variasjoner over året samt retning på grunnvannsstrømningen. Årsaken til dette er at forurensningsstoffer ofte vil bli spredt med grunnvannet. Poretrykksmålinger er beskrevet i avsnitt 1.8.2.

Prøvetaking av grunnvannet vil ofte gi en god oversikt over forurensingssituasjonen i et område. Prøvebrønner har den fordelen at brønnen kan prøvetas flere ganger, og dette vil, om målingene utføres over tid, gi en oversikt over årstidsvariasjoner. Videre vil prøvetaking av grunnvann gi et mer generelt bilde av forurensingssituasjonen i et område enn prøvetaking av jord. Grunnvannsbrønner er beskrevet i avsnitt 1.9.2. Det vises også til Intern rapport 2026 (Ref. 7) fra Teknologiavdelingen i Vegdirektoratet for nærmere beskrivelse.

1.9.1 Spesielle hensyn

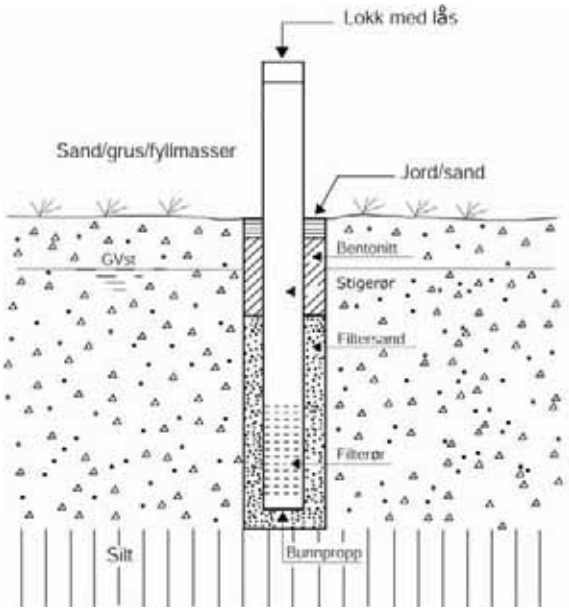
Ved utførelse av miljøtekniske undersøkelser må det tas en del spesielle hensyn (HMS). Det gjelder i første rekke å hindre at grunnboringsmannskapene utsettes for skadelig påvirkning av forurensningsstoffene. Et viktig poeng ved utførelsen av miljøtekniske undersøkelser er at undersøkelsen i seg selv ikke tilfører grunnen forurensninger, verken fra borehull til borehull eller fra boreriggen.

Dersom det er mistanke om at det kan være skadelige stoffer i grunnen, skal boremannskapene benytte verneutstyr. Det enkleste verneutstyret vil vanligvis være maske og hansker. I spesielle tilfeller kan det være behov for komplett verneutstyr med gassmaske og hel beskyttelsesdress.

For å sikre en god prøvekvalitet er det viktig å hindre at forurensinger fra borrigg og utstyr trenger ned i borehullet. Slike forurensninger kan gi påvirkning på måleresultatene. Det er derfor viktig at borerigg og utstyr vaskes grundig før undersøkelsen starter. Om det skulle finnes oljelekkasje i hydraulikksystemet, må boreriggen tas inn til service for å tette oljelekkasjen. Foringsrør, stenger og prøvetakingsutstyr anbefales vasket ved hjelp av høytrykksspyling. Det anbefales videre at det legges ut en stor plastduk på bakken under borriggen for å fange opp eventuelt oljesøl.

1.9.2 Grunnvannsbrønner

Grunnvannsbrønner settes ned for å kunne ta prøver av grunnvannet i en bestemt dybde. Det bør alltid settes ned to eller flere grunnvannsbrønner i forbindelse med en miljøteknisk undersøkelse. En brønn for å bestemme bakgrunnsverdier, dvs. grunnvannets sammensetning i området som skal vurderes, de(n) neste for å vurdere eventuelle forurensninger. Brønn for bestemmelse av bakgrunnsverdien settes ned utenfor det området som antas påvirket av en eventuell forurensning. Prinsippskisse for en grunnvannsbrønn er vist på figur 1.21.



Figur 1.21 Prinsippskisse for grunnvannsbrønn.

For å oppnå gode prøver stilles det også krav til prøvetaking av vannet. Disse er listet opp under:

- ✓ Grunnvannsbrønner skal stå i minst 1 – 2 uker for å stabiliseres før det tas prøver av vannet.
- ✓ Stillestående vann i brønnen fjernes før prøvetakingen starter.
- ✓ Vannvolum i brønnen pumpes ut 4 – 5 ganger etter hverandre, mens temperatur og pH måles hver gang.
- ✓ Når temperatur og pH er konstant kan det tas prøve. Det skal benyttes spesielle prøveflasker (leveres ofte av analyselaboratoriet) som skal skylles med siste omgang utpumpet vann før prøvetaking.

For valg av prøvetakingsutstyr er det viktig å vite om vannprøvene som skal tas inneholder flyktige stoffer, stoffer som påvirkes av luft (oksygen) eller om vannprøvene ikke skal omrøres. Dette må avklares med ansvarlig saksbehandler.

1.10 BORPLAN

Forut for en grunnundersøkelse skal det utarbeides en borplan for arbeidet. Borplanen skal omfatte valg av boremetoder, hvor boringene skal utføres og anvisninger om utførelse av boringene.

Før borplanen utarbeides er det viktig å sette seg inn i vegplanen/prosjektet og å orientere seg i tilgjengelig bakgrunnsmateriale fra det aktuelle området. Det er også nødvendig å vurdere de geotekniske forholdene på stedet for å få oversikt over de problemer som må avklares med hensyn til stabilitet, setninger, fundamenteringsløsninger, materialtak osv.

Det er viktig at borplanen utformes på bakgrunn av en gjennomtenkt problemstilling. Hensikten og målsetningen med borplanen er å få riktig boring på riktig sted slik at boreresultatene gir grunnlag for å analysere de aktuelle veggeotekniske problemer som prosjektet medfører.

Grunnboring er kostbart. Unødvendige og feil plasserte boringer, eller valg av en uegnet boremetode må derfor unngås. En mangelfull grunnundersøkelse kan også bli kostbart da dette kan føre til feil valg av løsning og eller også medføre problemer under anleggsperioden.

Før en grunnundersøkelse settes i gang må grunneier varsles. Regler for dette, samt varslingsfrister er hjemlet i oreigningsloven, se også håndbok 280 Geoteknisk felthåndbok (Ref. 4).

1.10.1 Valg av bormetode

Som en første orientering kan det i noen tilfeller være aktuelt å utføre seismiske målinger for å få oversikt over løsmassenes mektighet. Dette kan også være nyttig ved kartlegging av materialtak og for vurdering av forholdene ved brufundamentering og tunnelpåhugg.

Ved generelle 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 løsavleiringenes relative fasthet og tykkelser, samt dybder til berg. Der forholdene ligger til rette for det kan det i tilfelle være hensiktsmessig å benytte trykksondering (CPTU), men denne metoden kan ikke brukes i grove masser eller for påvisning av bergoverflate. Sonderingsresultatene kan under arbeidets gang gi grunnlag for å utvide eller redusere undersøkelsene. Sonderingene kan også medføre endringer av den opprinnelige borplanen. Samtidig vil sondringsresultatene gi grunnlag for valg av sted for prøvetaking, poretrykksmåling og eventuelt andre in situ undersøkelser.

For å fastlegge kornfordeling av materialer i massetak, og for å fastlegge massenes telefarlighet i veglinja, er det tilstrekkelig å ta opp representative prøver. I grustak og andre grove og faste masser må en bruke Odex-boring. Alternativt kan det utføres prøvegraving.

Når skjærfastheten og deformasjonsegenskapene skal bestemmes, må det tas uforstyrrede prøver. Det brukes vanligvis 54 mm stempelprøvetaker, eventuelt supplert med vingeboring eller trykksondering CPTU.

I forbindelse med stabilitetsberegninger er det i tillegg nødvendig å måle grunnvannstand og poretrykksfordelingen i grunnen.

1.10.2 Borepunktenes plassering

For å kunne studere grunnforholdene og vurdere geotekniske problemstillinger er det ofte hensiktsmessig å plassere borpunktene i lengde- og tverrprofiler. Borpunktenes plassering skal angis ved koordinater. Dette gjelder både utsetting og innmåling av borpunkter.

Ved orienterende undersøkelser er det vanlig å utføre sonderinger i et rutemønster, f.eks. med 20 - 40 m avstand mellom borpunktene. Det er fordelaktig å bore i tverrprofiler slik at en får med seg variasjoner på tvers av veglinjen. Nødvendig boredybde må vurderes ut fra prosjektert linjepålegg.

I myrområder kartlegges torvtykkelser ved bruk av kannebor .

Ved stabilitetsundersøkelser er det vanlig og nødvendig å undersøke også utenfor vegområdet, for eksempel i skjæringer (opp i skråningen), og ved fyllinger (ned i skråningen).

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. Når fundamentering er avklart i prinsipp og spenninndeling er bestemt, må det undersøkes for de enkelte fundamentene. Disse dataene kan gi grunnlag for dimensjonering og prosjektering av for eks. peler. Trykksondering og prøvetaking kan det også være aktuelt å utføre. Når det er besluttet at det skal fundamenteres på peler til berg må det utføres bergkontrollboringer (totalsonderinger), dette for å kunne bestemme lengder på pelene. Disse boringene vil også gi en oversikt over bergoverflatens topografi, samt gi et grunnlag for å bestemme pelelengde og utforming av pelespiss, rammekriterier etc.

1.11 RAPPORTERING

Det er den geotekniske saksbehandler sin oppgave å planlegge grunnundersøkelser, presentere resultatene, og gi anvisninger for fundamentering av veg og tilhørende konstruksjoner. I tillegg skal saksbehandler vurdere konsekvenser ved etablering av byggverket/konstruksjonen. For dette formål skal det i henhold til NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 utarbeides prosjekteringsrapport(er) som beskriver forutsetninger og parametervalg som er gjort i prosjekteringen samt eventuelle behov for kontroll i byggefasen med beskrivelse av nødvendig kontrollopplegg.

Resultatene av grunnundersøkelser kan fremstilles i egne datarapporter eller som en del av prosjekteringsrapporten. Rapporten(e) brukes i planleggingen og prosjektering, senere også i anleggssituasjonen, alt etter hvilken fase prosjektet befinner seg i.

I forbindelse med utarbeidelse av fylkesdelplaner/kommuneplaner skal den geotekniske prosjekteringsrapporten gi en orienterende oversikt over grunnforholdene i et område, i en korridor, eller langs alternative linjer. Rapporten orienterer om fundamenteringsproblemer for ulike linjeforslag, og om mulige konstruksjonstyper. Rapporten skal gi planlegger/konstruktør grunnlag for å bearbeide og kostnadsvurdere alternative linjer og fundamenteringsløsninger. Fundamenteringsforhold og nødvendige sikringstiltak må klarlegges og dimensjoneres, slik at linjens plassering i terrenget kan fastlegges og forprosjekt for konstruksjoner utarbeides. Det er ønskelig med et nært samarbeid mellom geotekniker og planlegger/konstruktør i denne fasen.

Reguleringsplanen skal vise den endelige utforming av vegen og tilhørende konstruksjoner. Den geotekniske prosjekteringsrapporten skal også gi grunnlag for dimensjonering av ulike sikringstiltak, arealbehov, massetak, bakkeplaneringer og fundamentering av konstruksjoner. Dette gir også grunnlag for oppdatering av kostnadsoverslag.

Prosjekteringsraapporten for bygging og tilbud skal presentere alle parametervalg og forutsetninger med henvisning til utførte grunnboringer og andre undersøkelser av grunnforholdene.

Detaljkrav til utførelse av arbeidene gis i tilbudsbeskrivelsen i den grad prosesskoden ikke er dekkende for situasjonen.

1.11.1 Prosjekteringsrapport

Prosjekteringsrapporten skal beskrive forutsetningene, dataene, beregningsmetodene og resultatene fra påvisningen av sikkerhet og brukbarhet. Detaljeringsnivået i prosjekteringsrapporten vil variere, avhengig av type prosjekt og omfang.

Prosjekteringsrapporten bør normalt inneholde følgende punkter, med kryssreferanse til grunnundersøkelsesrapporten og til eventuelle andre dokumenter:

- en beskrivelse av byggeplassen og omgivelsene;
- en beskrivelse av grunnforholdene;
- en beskrivelse av den foreslåtte konstruksjonen, inkludert laster;
- dimensjonerende verdier for jord- og bergegenskaper, inkludert begrunnelse, hvis aktuelt;

- redegjørelse for forskriftene og standardene som er anvendt;
- redegjørelse for byggeplassens egnethet for det planlagte byggverket og nivået for akseptable risikoer;
- geotekniske prosjekteringsberegninger og tegninger;
- anbefalinger for prosjektering av fundamenteringen;
- en oversikt over punkter som skal kontrolleres under byggingen, eller som krever vedlikehold eller overvåking.

Prosjekteringsrapporten skal, hvis det er aktuelt, også inneholde en plan for kontroll og overvåking. Punkter som skal kontrolleres under bygging eller som krever vedlikehold etter bygging, skal tydelig identifiseres. Når de kontrollene som kreves, er utført under byggingen, skal de registreres i et tillegg til prosjekteringsrapporten.

l forbindelse med kontroll og overvåking bør prosjekteringsrapporten angi:

- formålet med hvert sett med observasjoner eller målinger;
- delene av konstruksjonen som skal overvåkes, og stedene hvor observasjonene skal gjøres;
- hyppigheten av målingene som skal utføres;
- måten resultatene skal vurderes på;
- variasjonsområdet som resultatene forventes å ligge innenfor;
- varigheten av overvåkingen etter at byggingen er avsluttet;
- partene som er ansvarlige for målinger og observasjoner, for tolking av oppnådde resultater og for vedlikehold av instrumentene.

For krav til kontrolltiltak relatert til geoteknisk kategori se også kapittel 0, figur 0.10.

1.11.2 Grunnundersøkelser

Felt- og laboratorieundersøkelser
Rapporten skal inneholde en oversikt over utførte grunnundersøkelser, hvem som har utført disse og når. Spesielle forhold i forbindelse med utførelse av grunnundersøkelsene skal også omtales her likeledes observasjoner fra befaringer og annen tilgjengelig informasjon om de geologiske og geotekniske forhold på stedet. Videre skal det gis en oversikt over utførte laboratorieundersøkelser, hvem som har utført disse og når.

Grunnforhold
Her skal det gis en beskrivelse av registrerte løsmasser med eventuelle lagdelinger, dybder til berg, geotekniske egenskaper, grunnvannstand/poretrykk og andre vesentlige opplysninger..

Tegninger
Innmålte borpunkter tegnes inn med borsymboler på oversiktskart over det undersøkte området. Borresultatene og resultater av laboratorieundersøkelser tegnes inn i terrengprofiler, vanligvis lengde- og tverrprofiler.

1.12 REFERANSELISTE

1. *NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 Eurokode 7*, *Geoteknisk prosjektering, Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver*. 2008, Standard Norge.

2. *Feltundersøkelser - retningslinjer (CD-versjon tilgjengelig)*, *Håndbok 015.* . 1987 Revidert 1 1997, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.

3. *Vegbygging*, *Håndbok 018*. 2009, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.

4. *Geotekniske felthåndbok*, *Håndbok 280*, 2009, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.

5. *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, *Håndbok 274*. 2008, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.

6. *Planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag*, *Retningslinje 1/2008*. 2009, Norges vassdrags- og energidirektorat: Oslo.

7. Braaten, A., *Miljøtekniske undersøkelser. Nedsetting av grunnvannsbrønner*, *Intern Rapport nr. 2026,* . 1998, Veglaboratoriet: Oslo.

8. Rygg, N., *Dreietrykksondering, Tolking av sonderingsresultater*, *Intern Rapport nr. 816,* . 1978, Veglaboratoriet: Oslo. p. 20.

9. Fredriksen, F., *P-466 Totalsondering, Intern Rapport nr. 1984,* 1997, Veglaboratoriet: Oslo.

10. *Veiledning for symboler og definisjoner i geoteknikk - presentasjon av geotekniske* undersøkelser, *NGF Melding nr. 2.* . 1982.

11. *Veiledning for utførelse av dreiesondering, NGF Melding nr. 3.*1982 Revidert 1 - 1989.

12. *Veiledning for utførelse av vingeboring, NGF Melding nr. 4.*1982 Revidert 1 - 1989.

13. *Veiledning for utførelse av trykksondering, NGF Melding nr. 5*. 1982 Revidert 1 - 1994.

14. *Veiledning for måling av grunnvannstand og poretrykk*, in *NGF Melding nr. 6.* . 1982 Revidert 1 - 1989.

15. *Veiledning for utførelse av dreietrykksondering, NGF Melding nr. 7*. 1982 Revidert 1 - 1989.

16. *Kommentarkoder ved bruk av elektronisk registreringsutstyr til geotekniske feltundersøkelser, NGF Melding nr. 8.* 1992

17. *Veiledning for utførelse av totalsondring, NGF Melding nr. 9.* 1994.

18. *NGF's beskrivelsestekster for grunnundersøkelser, NGF Melding nr. 10.* 1994, Rev. 2008.

19. *Veiledning for prøvetaking, NGF Melding nr. 11.* 1997.

Kapittel 2

LABORATORIEUNDERSØKELSER – GEOTEKNISKE PARAMETERE

2.1 INNLEDNING 2-3
2.2 RUTINEANALYSER - OPPLEGG OG BESTILLING. 2-4
2.3 BESKRIVELSE AV FORSØK OG PARAMETERE 2-6
2.3.1 Prøveåpning 2-6
2.3.2 Densitet og tyngdetetthet 2-7
2.3.3 Vanninnhold. 2-8
2.3.4 Konsistensgrenser. 2-8
2.3.5 Humusinnhold. 2-9
2.3.6 Udrenert skjærfasthet. 2-10
2.3.7 Korngradering. 2-11
2.3.8 Presentasjon av rutinedata. 2-12
2.4 ØDOMETERFORSØK 2-13
2.4.1 Kontinuerlig Ødometerforsøk 2-13
2.4.1.1 Utstyr og forsøksprosedyrer 2-13
2.4.1.2 Resultater og tolkning. 2-14
2.4.2 Trinnvis ødometerforsøk 2-15
2.4.2.1 Utstyr og forsøksprosedyrer 2-15
2.4.2.2 Resultater og tolkning 2-16
2.4.3 Valg av prøvestykker. 2-16
2.5 TREAKSIALFORSØK 2-17
2.5.1 Utstyr. 2-17
2.5.2 Konsolidering. 2-17
2.5.3 Skjærforsøket. 2-19
2.5.4 Spenningsstier. 2-19
2.5.4.1 NTH - plott 2-19
2.5.4.2 Dilatans, kontraktans 2-20
2.5.4.3 MIT - plott 2-21
2.5.5 Tolkning av fasthetsparametere. 2-22
2.5.5.1 Attraksjon og friksjonsvinkel. 2-22
2.5.5.2 Poretrykksparameteren. 2-22
2.5.6 Bestilling av forsøk. 2-24
2.6 KALK- OG SEMENTINNBLANDING AV LEIRE 2-29
2.7 TRYKKPRØVING AV EPS 2-30
2.8 STREKKPRØVING AV GEOTEKSTILRELATERTE PRODUKTER FOR JORDARMERING 2-30
2.9 GEOTEKNISK PARAMETERE - ERFARINGSVERDIER 2-31
2.9.1 Innledning 2-31
2.9.2 Vanninnhold, metningsgrad, tyngdetetthet 2-31
2.9.3 c_u-analyse 2-33
2.9.4 ADP-analyse 2-33
2.9.5 Effektivspenningsanalyse 2-34
2.9.5.1 *Dimensjonering av støttemur og landkar* 2-34
2.9.5.2 *Tørrskorpeleire* 2-34
2.9.5.3 aDφ - analyse 2-35

2.9.5.4 Friksjonsvinkelen φ′ 2-35
2.9.6 Parametere for setningsberegninger 2-35
2.9.6.1 Initialsetninger - Deformasjonsmodul 2-35
2.9.6.2 Primærkonsolidering leire/silt 2-37
2.9.6.3 Primærkonsoli*dering i grovsilt og sand* 2-38
2.9.6.4 Tidsforløp 2-38
2.9.6.5 Sekundærsetninger 2-38
2.9.6.6 Forbelastningstrykket p_c' 2-40
2.9.7 Overslag for tillatelig deviatorspenning ved konsolidering i treaksialforsøk ... 2-42
2.9.8 Permeabilitet 2-43
2.9.9 Poretrykksendringer ved påføring av vertikallast 2-44
2.9.10 Jakys trykkfordeling i lagdelt jord (Kfr.også kapittel.7) 2-45
2.9.11 Etablering av fasthetsprofiler 2-45
2.10 SYMBOLLISTE 2-48
2.11 REFERANSELISTE 2-49

2.1 INNLEDNING

De fleste av de geotekniske parametrene vi anvender, blir bestemt ut fra målinger i laboratoriet. Måling av jordas fasthets- og deformasjonsegenskaper krever normalt uforstyrrede prøver, mens andre forsøk kan utføres på omrørte og representative prøver – se NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 Geoteknisk prosjektering, Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver (Ref. 1). Analyseplaner for prøvematerialet vil nødvendigvis måtte variere med problemstillingen.

Kapitlet beskriver omfanget av de rutinemessige analyser for ulike prøvetyper. Det gis også råd vedrørende valg og bestilling av spesialforsøk. Detaljerte arbeidsbeskrivelser for de enkelte forsøk er gitt i håndbok 014 Laboratorieundersøkelser. Generelt bør det understrekes at prøvekvaliteten for bløte og sensitive leirer er svært avhengig av skånsom transport inn til laboratoriet. Transport av slike prøver bør så langt det er mulig skje direkte med bil i egnede transportkasser - se kapittel 1 Grunnundersøkelser og håndbok 280 Geoteknisk felthåndbok (Ref. 6).

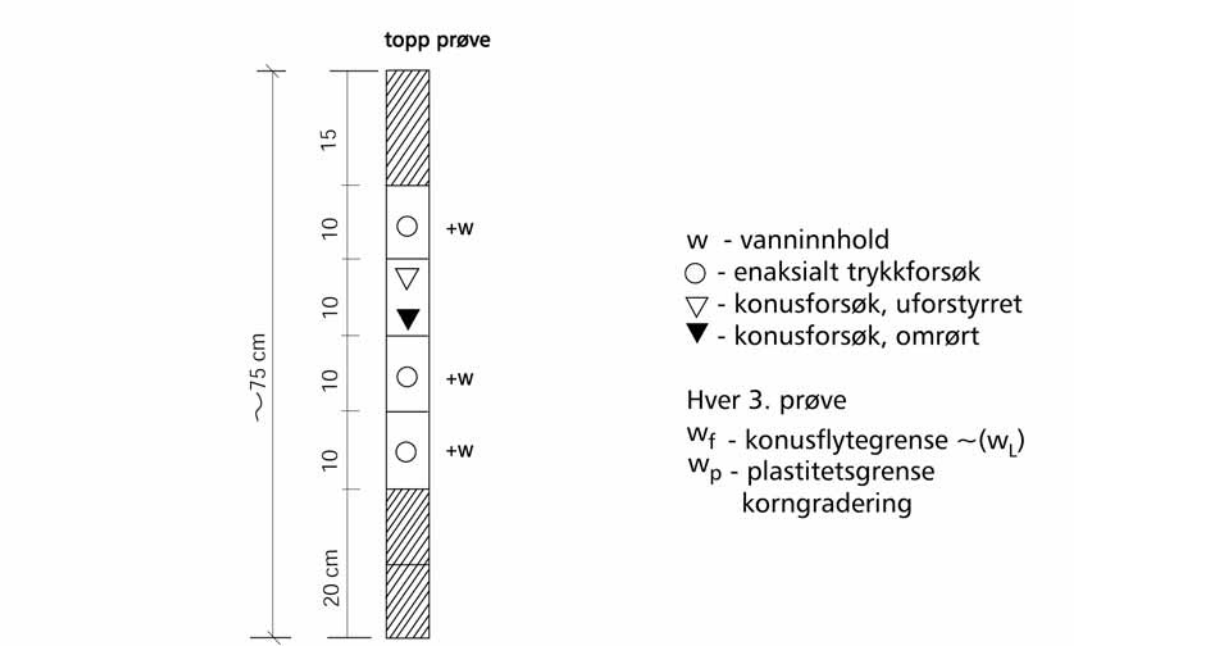
JORDART PRØVETYPE		RUTINEFORSØK		SPESIALFORSØK	
		54 og 76 mm PRØVER	REPRESENTATIVE PRØVER	54 og 76 mm PRØVER	REPRESENTATIVE PRØVER
Leire Siltig leire Leirig silt Fin silt	Normalt 54mm prøver. Alternativt representative prøver.	Jordart. Tyngdetetthet. Vanninnhold. Konsistensgrenser. Konusforsøk. Enaksiale 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 gytje også enaksiale trykkforsøk.		Ødometerforsøk. Torvødometerforsøk Humusbestemmelse ved glødetap.	Humusbestemmelse ved glødetap.

Figur 2.1 Sammenheng mellom jordart, prøvetype og forsøkstype.

Geoteknikere vil også kunne komme bort i problemstillinger knyttet 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 håndbok 014 (Ref. 3), 015 (Ref. 4) og 274 (Ref. 5). Forurenset grunn blir ikke behandlet her, men dette temaet er omtalt i kapittel 8.

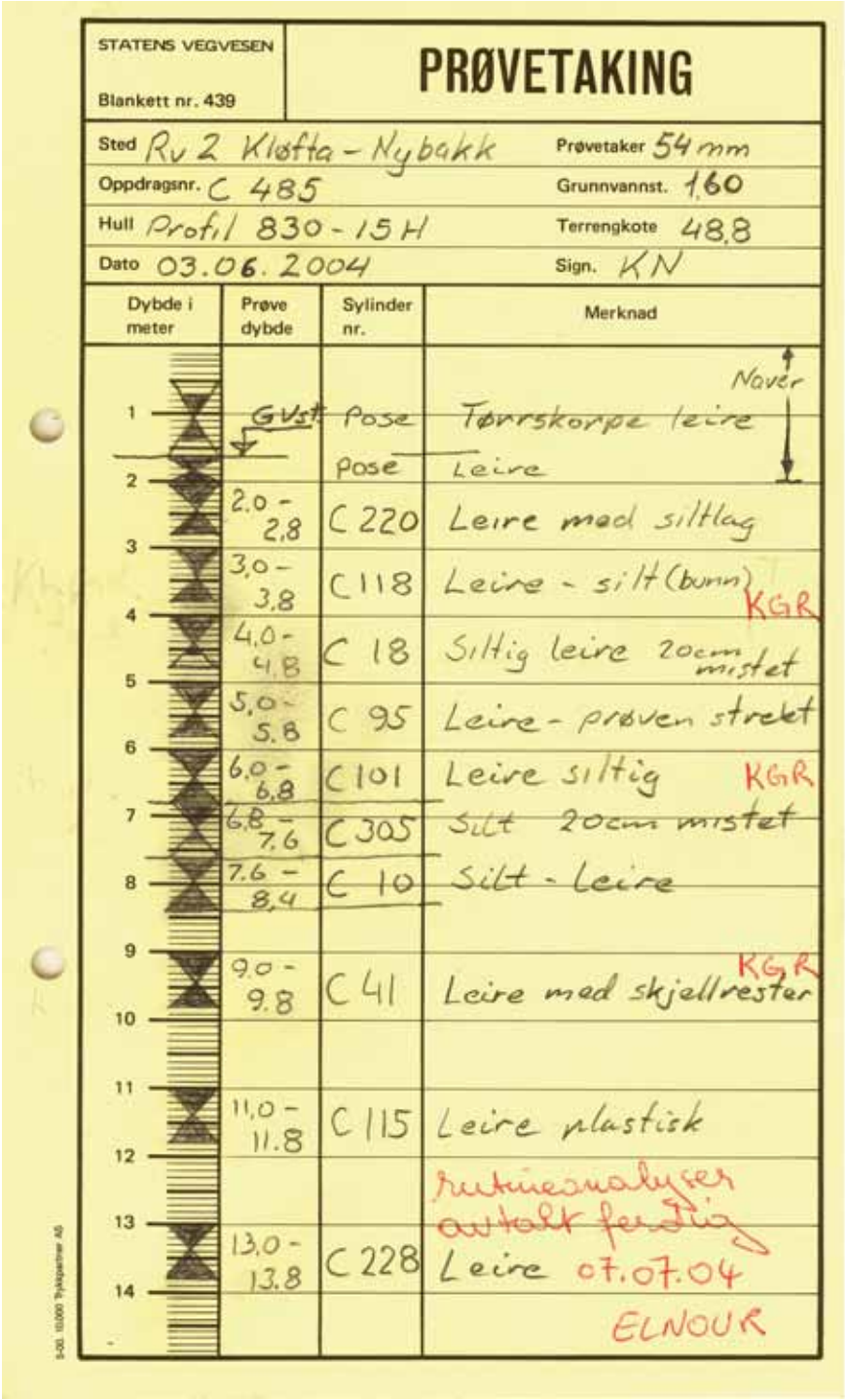
2.2 RUTINEANALYSER - OPPLEGG OG BESTILLING.

I den faste rutinen for analyse av 54 mm sylinderprøver inngår visuell klassifisering av jordart, bestemmelse av vanninnhold, tyngdetetthet og udrenert skjærfasthet ved konusforsøk og enaksiale trykkforsøk. Videre bestemmes normalt konsistensgrensene og korngraderingen for hver 3 prøve hvis ikke annet er spesifisert.



Figur 2.2 Norm for inndeling av rutineanalyser på homogene og intakte 54 mm prøver i kohesjonsjordarter.

For annet enn uforstyrret kohesjonsmateriale vil det rutinemessige analyseomfanget reduseres i tråd med hva som antas relevant for prøvematerialet (jfr. figur 2.1). Behovet for korngraderingsanalyser for hvert prøvehull skal vurderes og angis av saksbehandler (Korngradering blir alltid bestemt for treaks- og ødometerprøver). Ved opptak av prøvene ute i felten blir det fylt ut borkort for hver prøveserie med angivelse av blant annet dybdeintervall, antatt jordart, identifikasjonsnummer for hver prøvesylinder og eventuelle merknader/kommentarer.



STATENS VEGVESEN
Blankett nr. 439

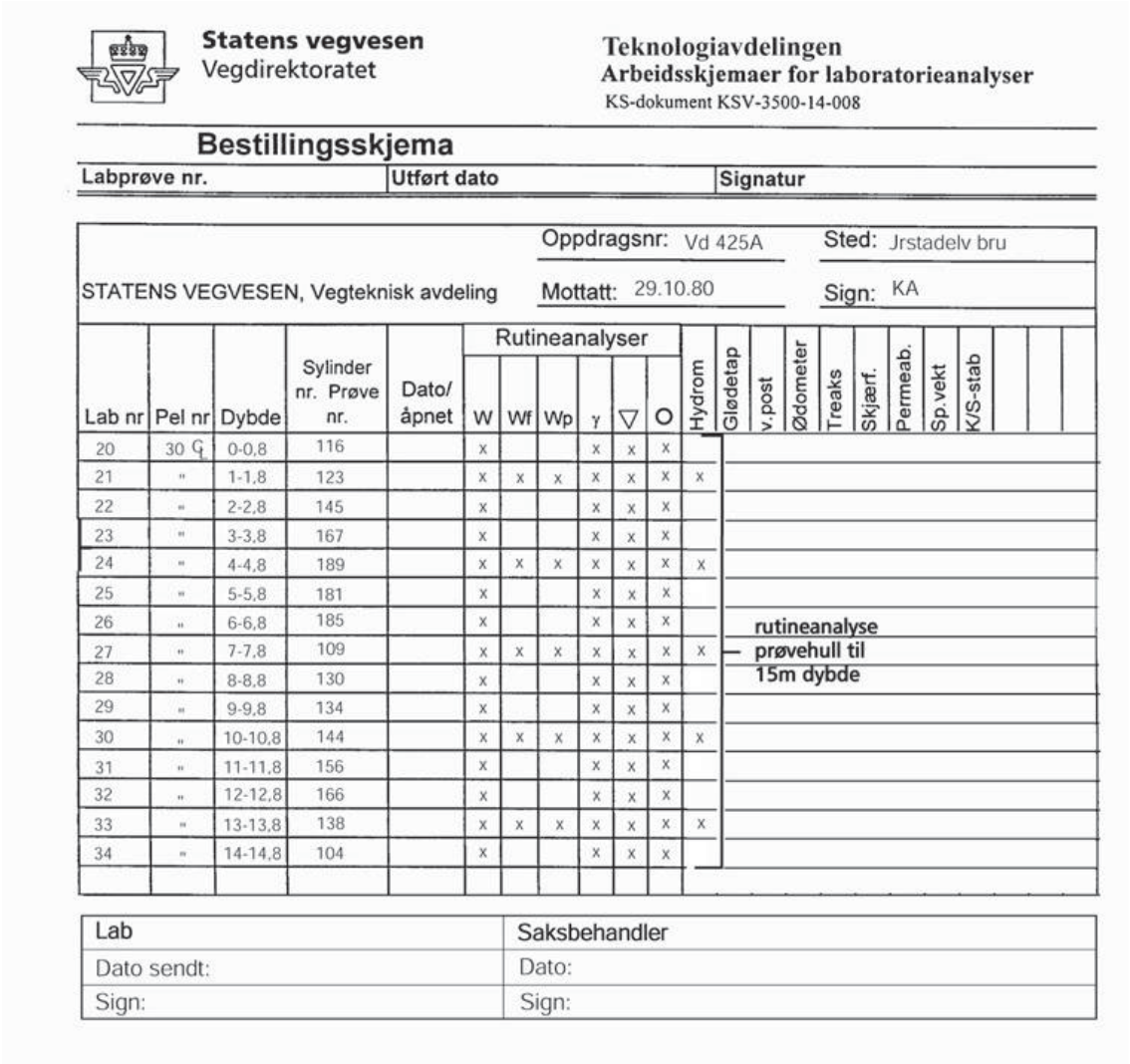
PRØVETAKING

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	Nover 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) KGR
5	4,0 – 4,8	C 18	Siltig leire 20cm mistet
6	5,0 – 5,8	C 95	Leire – prøven strekt
7	6,0 – 6,8	C 101	Leire siltig KGR
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 KGR
11			
12	11,0 – 11,8	C 115	Leire plastisk
13			rutineanalyser avtalt ferdig
14	13,0 – 13,8	C 228	Leire 07.07.04
			ELNOUR

Figur 2.3 Borkort med bestilling av analyser.

Bestilling av analyser gjøres ved påskrift på borkortet (figur 2.3), ved utfylling av analyseoversikt på eget bestillingsskjema eller i direkte kontakt med det aktuelle laboratoriet. Borkortet (eventuelt kopi) skal følge 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 dermed også nødvendig for å kunne arbeide rasjonelt og overholde tidsfrister.



Statens vegvesen
Vegdirektoratet

Teknologiavdelingen
Arbeidsskjemaer for laboratorieanalyser
KS-dokument KSV-3500-14-008

Bestillingsskjema

Labprøve nr.	Utført dato	Signatur

Oppdragsnr: Vd 425A Sted: Jrstadelv bru

STATENS VEGVESEN, Vegteknisk avdeling Mottatt: 29.10.80 Sign: KA

Lab nr	Pel nr	Dybde	Sylinder nr. Prøve nr.	Dato/ åpnet	Rutineanalyser W	Wf	Wp	γ	▽	O	Hydrom	Glødetap	v.post	Ødometer	Treaks	Skjærf.	Permeab.	Sp.vekt	K/S-stab
20	30 G	0-0,8	116		x			x	x	x									
21	"	1-1,8	123		x	x	x	x	x	x	x								
22	"	2-2,8	145		x			x	x	x									
23	"	3-3,8	167		x			x	x	x									
24	"	4-4,8	189		x	x	x	x	x	x	x								
25	"	5-5,8	181		x			x	x	x									
26	"	6-6,8	185		x			x	x	x									
27	"	7-7,8	109		x	x	x	x	x	x	x								
28	"	8-8,8	130		x			x	x	x									
29	"	9-9,8	134		x			x	x	x									
30	"	10-10,8	144		x	x	x	x	x	x	x								
31	"	11-11,8	156		x			x	x	x									
32	"	12-12,8	166		x			x	x	x									
33	"	13-13,8	138		x	x	x	x	x	x	x								
34	"	14-14,8	104		x			x	x	x									

rutineanalyse
prøvehull til
15m dybde

Lab	Saksbehandler
Dato sendt:	Dato:
Sign:	Sign:

Figur 2.4 Bestillingsskjema med angivelse av rutineanalyser for prøve til 15 m dybde i relativt homogene masser.

Dersom problemstillingen krever mer omfattende analyser enn det som er vist på figur 2.4, må dette spesifiseres ved bestilling. For dimensjonering av pelers bæreevne i leire bør eksempelvis antall målinger av PI (plastistetsindeks) økes for sikrere bestemmelse av sidefriksjonsfaktoren α (se kapittel 11.6.2.1).

2.3 BESKRIVELSE AV FORSØK OG PARAMETERE

I det følgende 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 henvises det til Statens vegvesen håndbok 014; Laboratorieundersøkelser (Ref. 3).

2.3.1 Prøveåpning.

Prøveåpningen innebærer en visuell klassifisering av prøven og en fordeling av prøvemassen til de aktuelle forsøkene. For uforstyrrede 54/75 mm sylinderprøver krever dette en utskyverbenk som sikrer at utkjøring og oppdeling kan skje skånsomt. Når prøven er kjørt ut vil laboranten foreta en visuell klassifisering av prøvematerialet mht. jordart, lagdeling, evt.

grad av prøveforstyrrelse mm. Denne visuelle klassifiseringen vil avhenge av erfaring, og må sammenholdes med de målte verdier som f.eks. korngradering og deformasjonsforløpet for enaksiale trykkforsøk. Sylinderprøvene deles i 10 cm lange delprøver, 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, evt. antatt ut fra sonderinger, må det utføres alternative analyser i tilstrekkelig omfang slik at prøvens egenskaper er tilstrekkelig kartlagt for den videre saksbehandling. Hvis ikke saksbehandler er tilgjengelig for rådføring er det laborantens ansvar å sørge for at tilstrekkelige undersøkelser blir utført.

Dette understreker behovet for kontakt mellom saksbehandler og laboratoriepersonalet. Særlig vil vi her understreke behovet for kommunikasjon ved bestilling av analysene. Dersom laborantene får et inntrykk av hensikten med den aktuelle prøveserien og krav til analyseomfang vil det være mulig for dem å velge riktig omfang og type av tilleggsundersøkelser. Slik kommunikasjon bør også kunne forhindre unødvendig merarbeid ved at det utføres for omfattende analyser når prøveinnholdet avviker fra det som er antatt i utgangspunktet.

Det tas arkivprøver av representative deler av hver enkelt prøve, og disse oppbevares ved laboratoriet en tid etter at analysene er avsluttet. Arkivprøvene blir normalt oppbevart i to år før de kastes. Det kan i enkelte tilfeller være hensiktsmessig å legge til side og tørke snittprøver fra hver sylinder, f.eks. ved behov for vurdering av lagdeling.

2.3.2 Densitet og tyngdetetthet.

Med densitet våt prøve (ρ) menes her masse av våt prøve (m) dividert med volum (V).

$$\rho = \frac{m}{V}$$

Densiteten bestemmes ved veiing og volummåling av en prøve. Den benyttes ved masse- og volumberegninger og forteller noe om materialets tetthet. Ved geotekniske beregninger benyttes tyngdekrefter. I de fleste tilfeller bestemmes derfor tyngdetettheten γ:

$$\gamma = \rho \cdot g$$

hvor g er tyngdens akselerasjon.

Vanlig variasjonsområde for materialenes tyngdetetthet γ er 15 - 22 kN/m^3.

Betegnelsen ρ_s angir densiteten av selve mineralkornene, dvs. forholdet mellom masse av korn (m_s) og kornvolum (V_s).

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s}$$

Normalt vil det bare i spesielle tilfeller være nødvendig å bestemme korndensitet, og da helst i

forbindelse med slemmeanalyse. Korndensiteten bestemmes ved hjelp av et pyknometer.

For norske sand- og leirsedimenter vil korndensiteten vanligvis være ca.:

ρ_s = 2,7 g/cm^3 for sand
ρ_s = 2,8 g/cm^3 for leire

2.3.3 Vanninnhold.

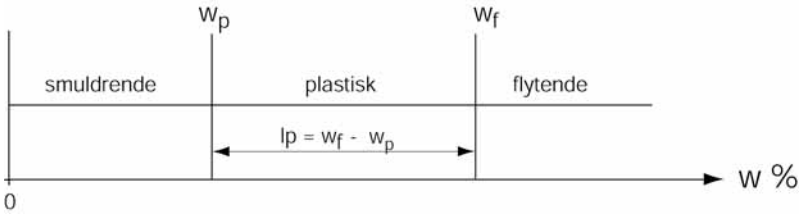
Vanninnholdet bestemmes ved at en prøve veies før og etter tørking ved 110 ^{0}C. Vanninnholdet w beregnes i masseprosent av den tørkede prøvens masse, og gir sammen med densiteten uttrykk for materialets metningsgrad S_r (volum vann / volum porer). Vannmettede materialer er vanskelige å komprimere, 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.

$$w = \frac{m_w}{m_s} \cdot 100\,\% \quad \text{og} \quad S_r = \frac{V_w}{V_p} \cdot 100\,\%$$

For norske marine leire ligger vanligvis vanninnholdet ofte i området 25 til 55 %.
Høyt vanninnhold vil normalt være en indikasjon på at materialet vil kunne være setningsømfintlig og ha lav skjærfasthet.

2.3.4 Konsistensgrenser.

Konsistensgrensene er parametere som bare er anvendbare for de plastiske (formbare) jordarter, dvs. kohesive materialer i leir- og finsiltfraksjonene. De betegnes ofte Atterberg-grensene. For et bestemt materiale er vanninnholdet bestemmende for materialets tilstand. En tørr leirprøve kan være hard og fast. Når vanninnholdet øker, vil materialet bli bløtere, og med tilstrekkelig høyt vanninnhold kan det få en flytende konsistens i omrørt tilstand.



Figur 2.5 Konsistensgrensene

Plastisitetsgrensen w_P angir laveste vanninnhold hvor jordarten i omrørt tilstand er plastisk. Bestemmelsen skjer ved utrulling av en 3,2 mm leirstreng med stadig lavere vanninnhold, inntil strengen smuldrer. w_P kalles også utrullingsgrense.

Flytegrensen w_L er det vanninnhold hvor jordartens konsistens i omrørt tilstand går over fra å være fast (plastisk) til å bli flytende.
Konusflytegrense w_f settes lik w_L og bestemmes i konusapparat med vanninnhold tilsvarende en omrørt skjærfasthet på 2,5 kN/m^2.

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

For ytterligere karakterisering av materialet har en innført plastisitetsindeksen I_P.

$$I_P = w_L - w_P$$

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.

Betegnelse av leire	**I_P %**
Lite plastisk	< 10
Middels plastisk	10 - 20
Meget plastisk	> 20

Figur 2.6 Betegnelse av leire

2.3.5 Humusinnhold.

Glødetap

For å få et mål på innholdet av humus i løsmasser glødes en tørket jordprøve. Innholdet av humus settes lik massetapet ved gløding i 450^0C og angis i masseprosent av tørrstoff < 500µm. Metoden gjør ikke krav på å være nøyaktig da kalkholdige elementer (skjellrester etc.) også forbrennes, men den anses tilstrekkelig for vanlige geoteknisk undersøkelser. Humusinnholdet er kanskje mest interessant i forbindelse med setningsvurderinger. Høyt humusinnhold gir gjerne stor kompressibilitet. Et annet område hvor humusinnholdet kommer inn er ved vurdering av korrosjonsfare for stål.

Klassifisering

Torv er mer eller mindre omdannede rester av planter. Etter formuldingsgraden klassifiseres torv ved visuell bedømmelse og pressing i hånden i henhold til Von post skala H1 - H10.

Fibertorv	Lett synlige planterester	H1 - H4
Mellomtorv	Svakt synlige planterester	H5 - H7
Svarttorv	Ikke synlige planterester	H8 - H10

Figur 2.7 Klassifisering av torv

Komplett tabell er gjengitt i håndbok 014 (Ref. 3) og 280 (Ref. 6).

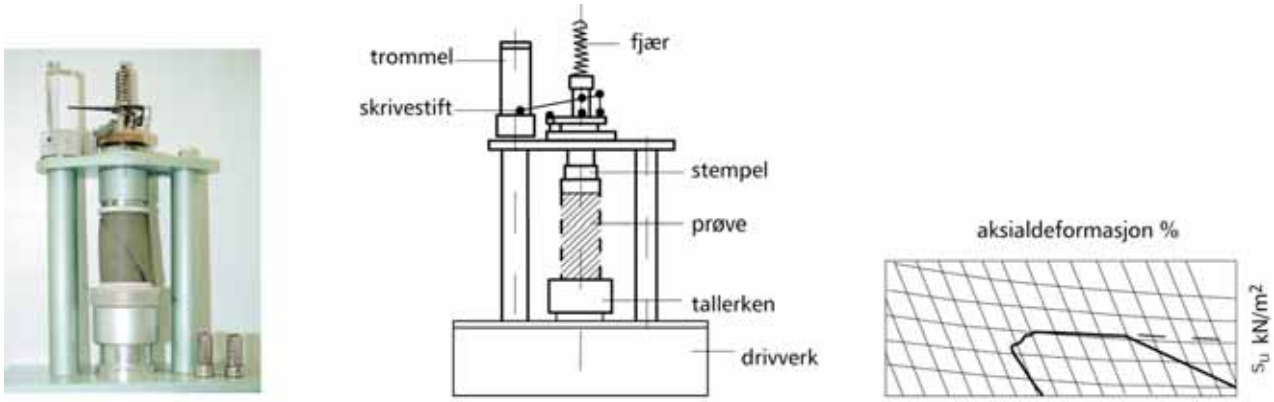
2.3.6 Udrenert skjærfasthet.

Enaksialt trykkforsøk

Forsøket utføres på 10 cm lange biter av 54 mm sylinderprøver. Delprøven trykkes til brudd ved økende aksialspenning. Last- deformasjonskurven tegnes opp automatisk, og ut fra bruddlasten finner man den udrenerte skjærfastheten c_{ut}. Den angis sammen med aksiell deformasjon (ε_t) ved brudd, maksimalt ved ε_t = 15 %. En bruddeformasjon på mer enn 5 % vil kunne være en indikasjon på prøveforstyrrelse.

Leirtype	**c_{ut} kN/m^2**
Bløt	< 25
Middels fast	25 – 50
Fast	> 50

Figur 2.8 Betegnelsen av leire ut fra udrenert skjærfasthet



Figur 2.9 Enaksialt trykkapparat.

Konusforsøk

Konusforsøket er en empirisk metode for bestemmelse av kohesjonsjordarters udrenerte skjærfasthet. Forsøket går ut på å måle inntrykket (i) av en metallkon som får synke av egen vekt fra prøvens overflate. Konusinntrykket blir større jo bløtere materialet er. Ved konusforsøk kan udrenert skjærfasthet finnes både i uomrørt (c_{uk}) og omrørt (c_{uk}') tilstand. Forholdet mellom disse gir da leiras sensitivitet.

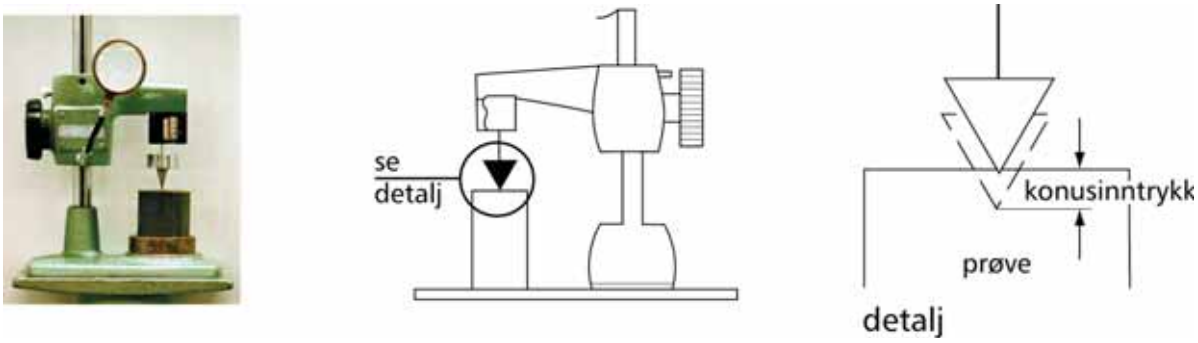
$$S_t = \frac{c_{uk}}{c_{uk}'}$$

Betegnelse	Sensitivitet S_t
Lite sensitiv	< 8
Middels sensitiv	8 - 30
Meget sensitiv	> 30

Figur 2.10 Betegnelsen av leire ut fra sensitiviteten

Kvikkleire er definert ved at den har en omrørt skjærfasthet $c_{uk}' < 0{,}5$ kN/m^2.

Konusforsøket tolkes empirisk, basert på et grunnlag av sammenlignende forsøk med direkte skjærforsøk (10, 60 og 100 g konus), og aktive treaksialforsøk (400 g konus).

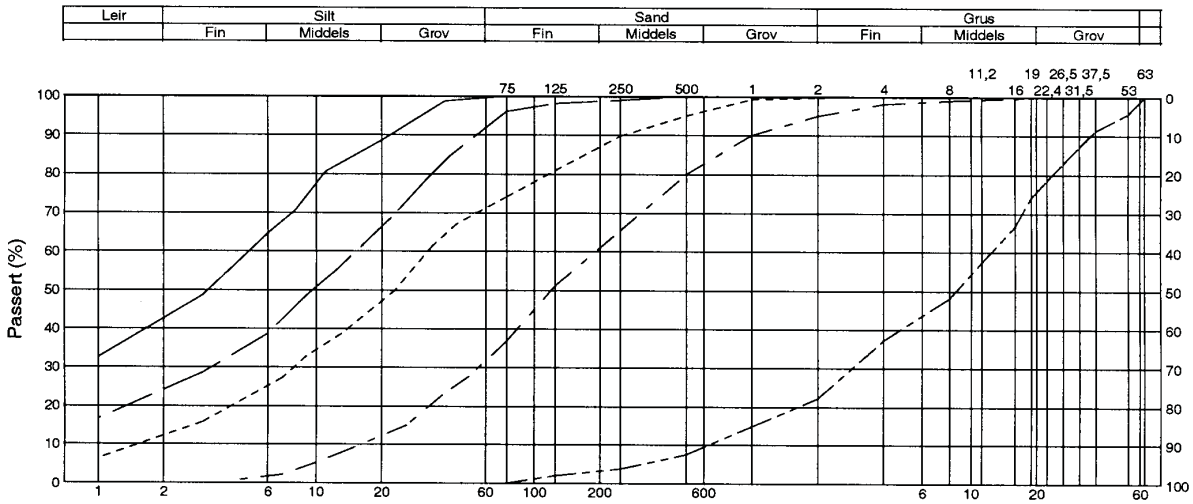


Figur 2.11 Konusapparat

Resultatene fra konusforsøket plottes sammen med resultatene fra enaksialforsøket, og i vanlig bruk vil de komplettere hverandre (se Meddelelse nr 24 fra Veglaboratoriet i Vegdirektoratet, Ref. 18).

2.3.7 Korngradering.

En jordarts egenskaper, og dermed dens brukbarhetsområde, er i høy grad avhengig av hvilke kornstørrelser den er sammensatt av. Det 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. For kornstørrelser mindre enn 63 μm benyttes slemmeanalyse, hvor materialet oppløses i vann og vi måler suspensjonenes densitet med et hydrometer på bestemte tidspunkter etter hvert som sedimenteringen skrider fram. Stokes lov sier at for kuler med samme spesifikke vekt er synkehastigheten proporsjonal med kulens diameter i annen potens. På bakgrunn av dette kan vi finne andelen av de forskjellige fraksjonene, basert på ekvivalente korndiametre. Kornenes prosentvise fordeling i prøven angis ved en kurve i et diagram som vist nedenfor.



Syl.nr	Vegnr	HP	km	Avst.cl.	Dybde	Kurve	Jordart	Cu	TG
002A			*1		1,35	———	Leire		
003A			*1		2,35	———	Siltig Leire	*11,8	T4
004A			*1		3,35	- - - -	Sandig, Leirig Silt	18,4	T4
005A			*1		4,35	— -	Sandig, Siltig Materiale	6,9	T2
006A			*1		5,35	— - -	Sandig Grus	0,0	

Figur 2.12 Eksempler på korngraderingskurver med angitt klassifisering.

Reglene for jordartsklassifisering er gitt i håndbok 014; Laboratorieundersøkelser (Ref. 3). Korngraderingen kan i tillegg karakteriseres ved graderingstallet C_u:

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \qquad \text{(alternativt } C_u = \frac{d_{75}}{d_{25}} \text{)}$$

Graderingstallet er mest relevant for friksjonsmasser, og gis følgende betegnelse:

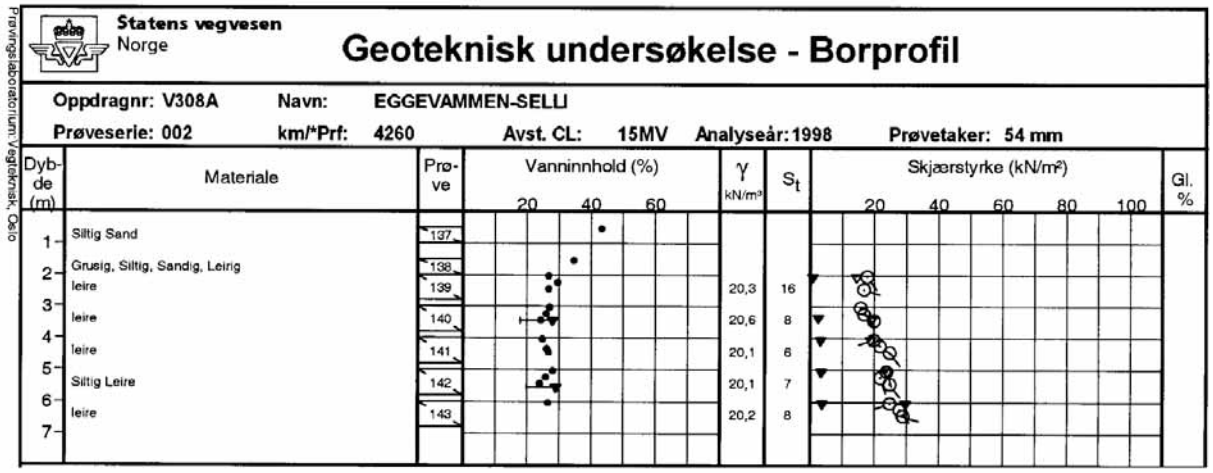
Betegnelse	**Graderingstallet C_u**
Ensgradert	< 5
Middels gradert	5 - 15
Velgradert	> 15

Figur 2.13 Betegnelse av friksjonsmasser ut fra graderingstallet C_u

Vedrørende telefarlighetsklassifisering, se kapittel 13.

2.3.8 Presentasjon av rutinedata.

Rutineundersøkelsene presenteres i dag vha. dataprogrammet LABSYS sammenstilt i borprofiler og kornfordelingskurver. Ved mottak av resultatene skal saksbehandleren forsikre seg om at de angitte verdier gjengir de data som er bestemt i laboratoriet. Jordartsbetegnelser må sammenholdes både med korngraderingskurvene og med laborantenes visuelle beskrivelse/foreliggende bilder.



Figur 2.14 Eksempel på utfylt borprofil.

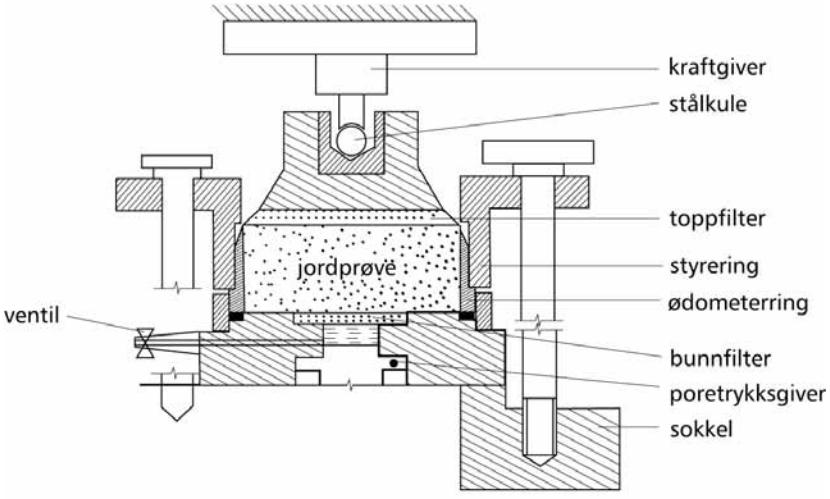
2.4 ØDOMETERFORSØK

Jordas deformasjonsegenskaper kan bestemmes i laboratoriet ved ødometerforsøk. Ødometeret gir en endimensjonal deformasjonstilstand som er en forenkling av virkeligheten, men er samtidig godt tilpasset de vanligste beregningsmodeller for setninger. Disse er hovedsaklig basert på endimensjonal konsolideringsteori.
Ødometerforsøk kan utføres med trinnvis ødometer eller kontinuerlig økende belastning. Jordprøven skjæres inn i en ødometerring av stål og vanlig høyde er 20 mm og prøveareal 20 cm^2.

Bestemmelse av tidsmotstand for beregning av sekundærsetningene gjøres med utgangspunkt i forsøk hvor lasten holdes konstant over lengre tid. Dette gjøres vanligvis ved trinnvise ødometerforsøk.

2.4.1 Kontinuerlig Ødometerforsøk

2.4.1.1 Utstyr og forsøksprosedyrer



Figur 2.15 Prinsippskisse av ødometer

Ødometercellen på figur 2.15 har et toppfilter mellom stempelet og prøven. Filteret gir en ensidig vertikal drenasje av prøven. Bunnfilteret gir mulighet for poretrykksmåling under forsøket. Belastningen på prøven påføres kontinuerlig ved at sokkelen presses oppover mot stempelet av en trinnmotor, mens man registrerer vertikallast, poretrykk og deformasjon mot tid. Forsøkene kan kjøres etter ulike styringskriterier, enten konstant deformasjonshastighet (CRS - Constant Rate of Strain) eller kontinuerlig pålasting (CPR - Constant Porepressure Ratio). Registrering og styring av forsøkene gjøres ved hjelp av en datamaskin. I et CRS - forsøk trykkes prøven sammen ved en forholdsvis lav, konstant deformasjonshastighet, slik at poretrykket utgjør 3 – 10 % av vertikal totalspenning. I et CPR - forsøk reguleres deformasjonshastigheten slik at u/p-forholdet (poretrykk / vertikal totalspenning) holdes konstant. Størrelsen av forholdet anses ikke å ha vesentlig betydning for resultatene så lenge det holdes lavere enn 50 %. CRS- og CPR-forsøkene gir parametere med god overensstemmelse.

Hovedtyngden av de kontinuerlige ødometerforsøkene blir utført som CRS - forsøk. Tidsforbruket for et CRS - forsøk ligger i området 6 - 20 timer, avhengig av materialet og av valgt deformasjonshastighet. Forsøkene kan gjerne startes om ettermiddagen og kjøres over natten.

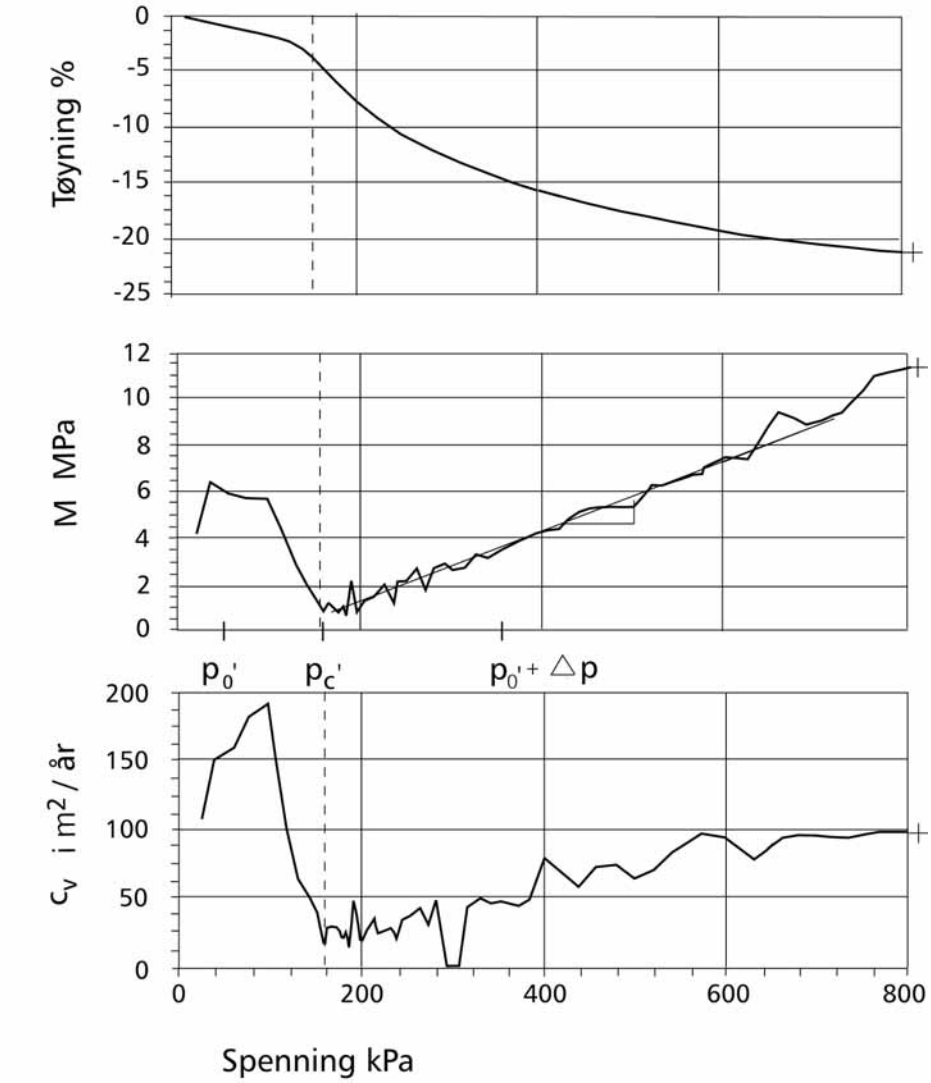
CPR - forsøkene krever overvåking fra operatøren mhp. styringsparametrene for å sikre forsøk av god kvalitet. Metoden gir en mulighet for tidsbesparelser ved at forsøk kan fullføres på 3 - 6 timer.

CRS- og CPR - forsøkene gir langt flere målepunkter enn de tradisjonelle trinnvise ødometerforsøkene. Dette gir et bedre grunnlag for tolkningen av resultatene, særlig for bestemmelsen av p_c'.

Ved å foreta avlasting og ny pålasting i forsøket kan et mål på prøvens stivhet i de ulike lastfasene oppnås. Det benyttes ulike prosedyrer for dette formål. En måte er å belaste prøven til ca p_c' for deretter å avlaste til $(p_c' + p_0')/2$ og så laste videre til ca $9p_c$'. Alternativt kan det i første fase lastes opp til $2p_c$' for deretter å laste av til $(2p_c' + p_0')/2$ og så laste videre til $9p_c$'. Verdier for p_c' og p_0' må vurderes i forkant eller hentes fra utførte forsøk på nærliggende prøver.

2.4.1.2 Resultater og tolkning.

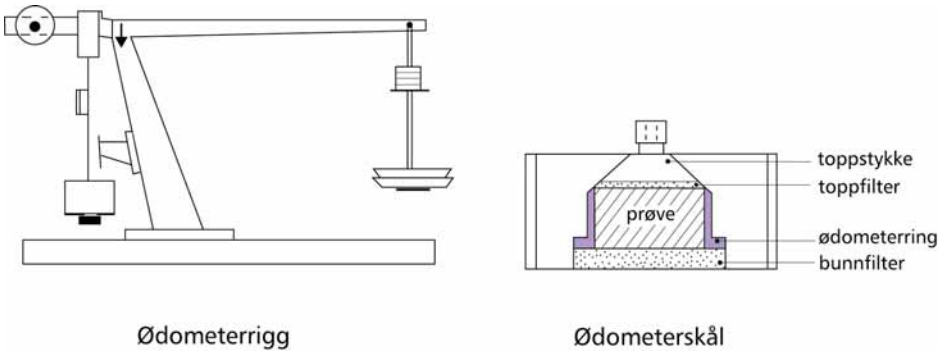
Resultatene framstilles i diagram hvor tøyning (ε), spenningsmodul (M) og konsolideringskoeffisient (c_v) plottes mot vertikal effektivspenning (σ_v'). Ved belastning av en overkonsolidert leire opp mot p_c' skjer det en endring i kornstrukturen. Dette viser seg i plottene som en økning (knekk) i tøyningskurven og fall i modul- og c_v-kurven. Modulen M i det forkonsoliderte området tas ut som en middelverdi mellom p_0' og p_c'. Modultallet (m) tas ut som det lineære stigningsforholdet for modulkurven i det normalkonsoliderte området over p_c'. Konsolideringskoeffisienten c_v tas ut som en middelverdi for det aktuelle spenningsintervallet.



Figur 2.16 Resultater fra ødometerforsøk med tolkning.

2.4.2 Trinnvis ødometerforsøk

2.4.2.1 Utstyr og forsøksprosedyrer



Figur 2.17 Prinsippskisse av trinnvist ødometer

Trinnvise ødometerforsøk utføres med tosidig drenering, i topp og i bunn. Lasten legges på manuelt. Vanligvis benyttes belastningsøkning $\Delta p = p$, dvs en fordobling av lasten i hvert trinn. En mindre belastning kan benyttes i nærheten av forventet forkonsolideringstrykk, $\Delta p/p = 0{,}5$. Avlastning – rebelastning syklus bør utføres i nærheten av forventet p_0' som beskrevet i kapittel 2.4.1 for å kunne simulere svelling i prøven etter prøveopptak. Dette indikerer også hvor mye prøven er forstyrret. Ved påføring av nytt lodd vil det settes opp et poretrykk i prøven, som etter hvert vil avta til null. Denne fasen tilsvarer primærkonsolidering av prøven for det aktuelle lastnivå. Trinntid, varigheten av lasttrinnet, må minst tilsvare tiden for fullstendig primærkonsolidering, oftest 20 – 60 min. for leirer. Hvis sekundærdeformasjoner (kryp) skal vurderes, bør trinntiden for noen lasttrinn, være vesentlig lenger; 12 til 24 timer. Registrering av last og deformasjon gjøres automatisk ved hjelp av datamaskin.

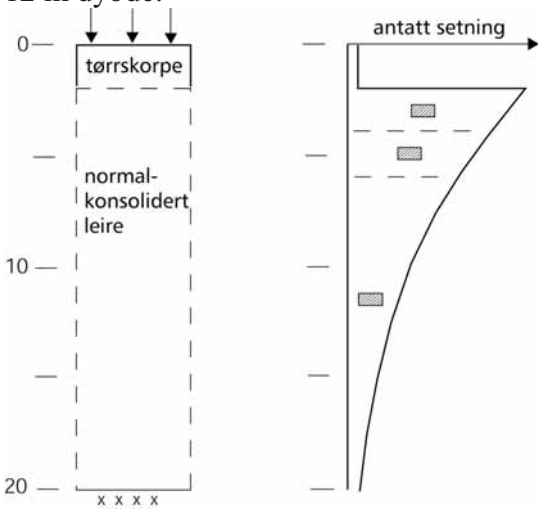
2.4.2.2 Resultater og tolkning

Ved disse forsøkene får en også bestemt tidsmotstandstall (R) i tillegg til de andre deformasjonsparameterne. Se beskrivelsen og teoretisk grunnlag i sammenheng med kapitlet om setningsberegning. Prøvehøyden på 20 mm er liten i forhold til de lagtykkelser den vanligvis skal representere i beregningssammenheng. Dette har særlig betydning for drenasjebetingelsene og setningenes tidsforløp, hvor lagdeling og vurdering av drenering kan gi store utslag.

2.4.3 Valg av prøvestykker.

Prøvestykkene til ødometerforsøk tas blant de delprøvene som er minst forstyrret, og slik at en får bestemt setningsegenskapene for alle setningsgivende lag. – en til to prøver i hvert lag eller – tre til seks prøver totalt ved homogene forhold er oftest tilstrekkelig.

Ved homogene forhold velges prøvene slik at de dekker tilnærmet samme setningsbidrag, se figur 2.18. dersom en f.eks. 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 enn i ca. 12 m dybde.



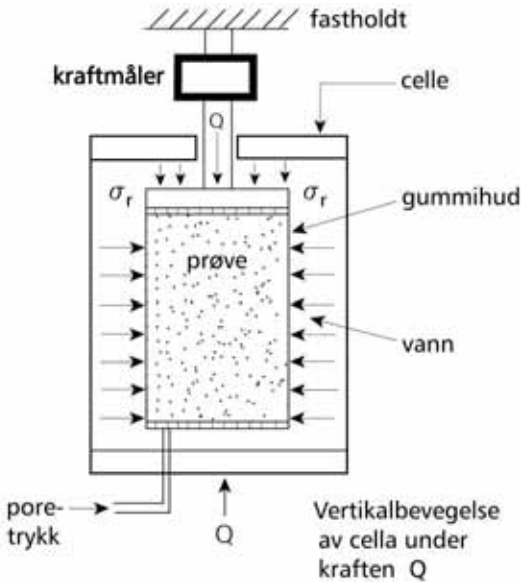
Figur 2.18 Valg av prøver til ødometerforsøk

2.5 TREAKSIALFORSØK

Treaksialforsøket brukes primært til å bestemme skjærfastheten for en jordprøve. For kohesjonsjordarter vil en normalt kjøre forsøkene på uforstyrrede prøver. Friksjonsjordarter, som ikke lar seg bygge inn uforstyrret, må bygges inn vha. komprimering og bestemme fasthetsparametrene som en funksjon av lagringstetthet.

2.5.1 Utstyr.

Forsøkene utføres normalt på delprøver med høyde/diameterforhold på ca. 2. I norsk sammenheng er det som regel benyttet ca. 10 cm høye delprøve fra 54 mm sylinderprøver, men det kan også utføres på 15 cm høye prøvestykker av 75 mm sylinderprøver. Prøven bygges inn med filter i begge ender og et stempel på toppen. Prøven omsluttes på sidene av en gummihud og cellen fylles med vann. Treakscellen monteres inn i en forsøksrigg (presse) og kobles til trykktanker for celletrykk og poretrykk samt kraft-, deformasjon- og volumendringsmåler. Pressen er forsynt med en trinnmotor som styrer den vertikale deformasjonen av prøven. Registrering, beregning og opptegning skjer ved hjelp av elektroniske givere og en datamaskin.



Figur 2.19 Prinsippskisse av treakselle

2.5.2 Konsolidering.

Hensikten med konsolideringen er å opprette en stabil spenningstilstand i prøven som tilsvarer forholdene i marka eller en gitt spenningssituasjon. Leirprøver konsolideres normalt over natta, dvs. 16 til 20 timer.

Ved homogene avsetninger velges det normalt å utføre ett p_0' konsolidert forsøk i hvert av tre eller flere dybdenivåer og så sammenstille disse resultatene. Alternativt kan prøvene konsolideres til andre relevante spenningsnivåer. For en rimelig sikker/riktig tolkning skal det alltid være minst tre forsøk av god kvalitet. Hensikten med å utføre flere forsøk er å gi et best

mulig grunnlag for tolkning av effektivspenningsparametrene.

Konsolideringen kan skje isotropt ($\sigma_v' = \sigma_h'$) eller anisotropt ($\sigma_v' \neq \sigma_h'$). Konsolideringsspenningene angis av saksbehandler ved bestilling av forsøkene eller de fastsettes i samråd med de ansvarlige på laboratoriet. Ved denne vurderingen kan det også være nyttig med erfaringsbaserte korrelasjoner, for eksempel ut fra en vurdering av in-situ spenningstilstand ved bruk av overkonsolideringsgraden (OCR) og plastisitetsindeksen (I_P) (Brooker and Ireland, Ref. 15). Anisotrop konsolidering bør anvendes der hvor man kan anta at det er anisotropi i bakken. Det må utvises forsiktighet hvis anisotropien gir skjærspenninger av samme størrelse som udrenert skjærfasthet, da dette kan føre til prøveforstyrrelse/brudd under etablering av konsolideringsspenningene.

Poretrykksmåling in-situ bør utføres i sammenheng med treaksialforsøk. Dette sikrer at forsøkene blir kjørt med relevante spenningsnivåer og gir samtidig et bedre utgangspunkt for eventuelle effektivspenningsberegninger i andre sammenhenger. Volumet av utpresset porevann blir målt under konsolideringen, og kan brukes som et mål på graden av prøveforstyrrelse.

Utpresset porevann cm^3	**Utpresset porevann volum % ***	**Klassifisering**
0 – 5	0– 2	Godt forsøk
5 – 10	2 – 4	Akseptabelt forsøk
>10	>4	Dårlig forsøk

* Tallene gjelder 54 mm prøver med ca. 10 cm prøvehøyde.

Figur 2.20 Betegnelse av forsøkskvalitet ut fra utpresset porevann underkonsolidering.

En annen indikasjon på prøvekvalitet kan tas ut fra tabell figur 2.21

Klassifisering	**OCR**	**$\Delta e / e_0$**	**Prøvekvalitet [1]**
1	1 - 2 2 - 4	< 0,04 < 0,03	Meget god
2	1 - 2 2 - 4	0,04 - 0,07 0,03 - 0,05	God til bra
3	1 - 2 2 - 4	0,07 - 0,14 0,05 - 0,10	Dårlig
4	1 - 2 2 - 4	> 0,14 > 0,10	Meget dårlig

[1] *Prøveforstyrrelseskriterier foreslått av Lunne m.fl. (1997, Ref. 27)*

Figur 2.21 Betegnelse av prøvekvalitet ut fra overkonsolideringsgrad og poretall

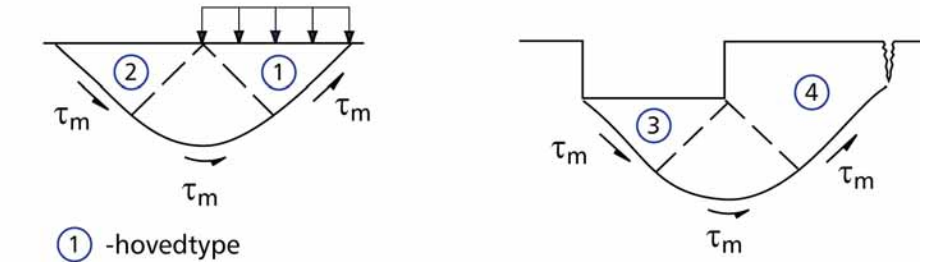
2.5.3 Skjærforsøket.

Skjærforsøket, dvs. belastning til brudd, kan skje enten drenert eller udrenert. Valg av drenasjebetingelser må gjøres ut fra en vurdering av problemstillingen: belastningsform, jordart og drenasjeforhold in-situ. Skjærforsøkene kan utføres etter 4 hovedtyper.

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

Figur 2.22 Typer treaksialforsøk som kan utføres.

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. Vanligvis utføres type 1 og 3.

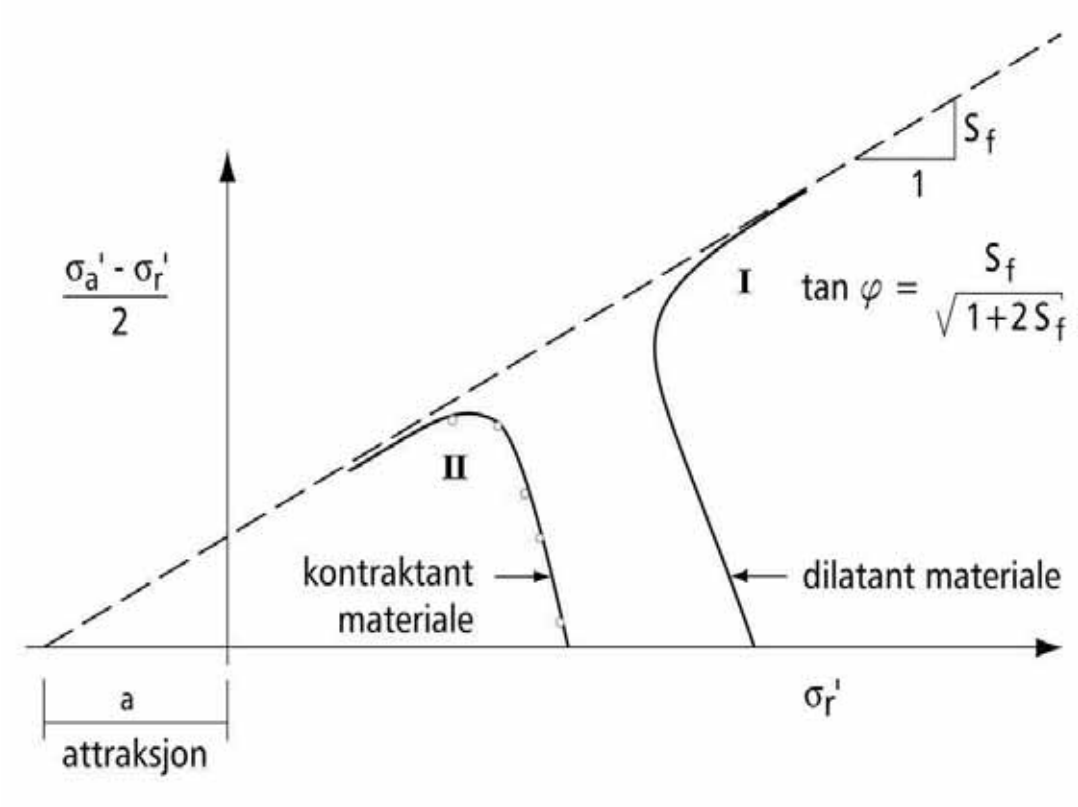


Figur 2.23 Prinsipp for valg av hovedtype treaksialforsøk

2.5.4 Spenningsstier.

2.5.4.1 NTH - plott

Resultatene fra treaksialforsøket blir vanligvis presentert i spenningsstidiagrammer, med prosentvis deformasjon av prøven avmerket på spenningsstien.



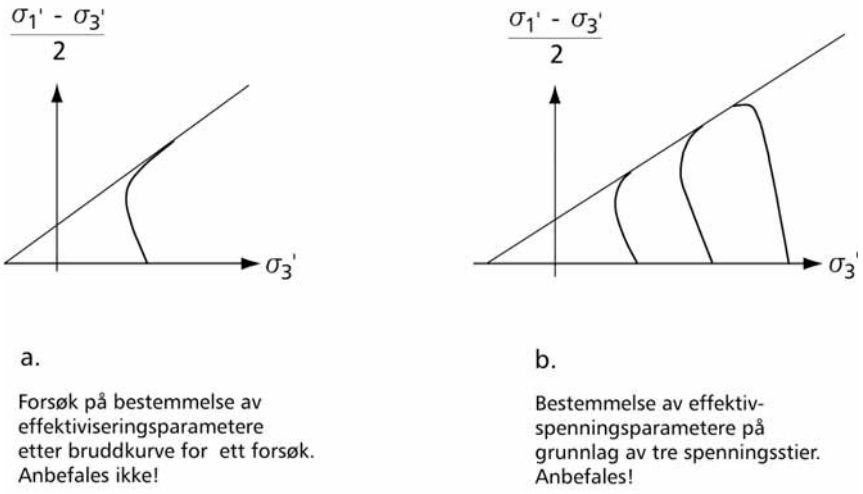
Figur 2.24 Spenningsstidiagram, NTH - plott

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. Utgangspunktet på horisontalaksen for disse forsøkene tilsvarer en isotrop spenningstilstand, med andre ord at vertikal- og horisontal- (radial-) spenningene er like. Ved det tradisjonelle forsøket med økende aksiallast vil spenningsstien normalt gå oppover mot venstre. Bevegelsen oppover tilsvarer økende skjærspenninger i prøven, bevegelsen mot venstre tilsvarer at poretrykket stiger i prøven og de effektive radialspenningene avtar.

2.5.4.2 Dilatans, kontraktans

Når prøven når bruddstadiet vil materialets dilatansegenskaper avgjøre om spenningsstien vil stanse opp, bøye av opp mot høyre eller ned mot venstre. Dersom spenningsstien bøyer opp mot høyre (I) har vi positiv dilatans, dvs. at poretrykket avtar ved økende skjærpåkjenning. Skjærspenningene kan fortsatt øke noe mens prøven deformeres i bruddtilstanden. Ved negativ dilatans (kontraktans) vil spenningstien bøye av mot venstre (II). Dette betyr at poretrykket øker og skjærfastheten avtar ved ytterligere belastning. Bruddet karakteriseres gjerne som sprøbrudd. Det at kornstrukturen i materialet klapper sammen gjør at bruddet ofte er progressivt. Bruddtypen er således karakteristisk for kvikkleire. Bruddmekanismens karakter er sammen med en vurdering av skadekonsekvensene bestemmende for valg av partialkoeffisienter for materialfasthet ved dimensjonering i bruddgrensetilstanden. Hvor mye poretrykket stiger, både fram mot og i bruddtilstanden, vil være avhengig av hvor stor belastningshastigheten er i forhold til materialets permeabilitet. Dette forholdet kan påvirke spenningsstiens helning i bruddtilstanden. Det er derfor for så vidt usikkert å tolke effektivspenningsparametre ut fra bruddlinjen til et enkelt forsøk at en vanligvis bestemmer

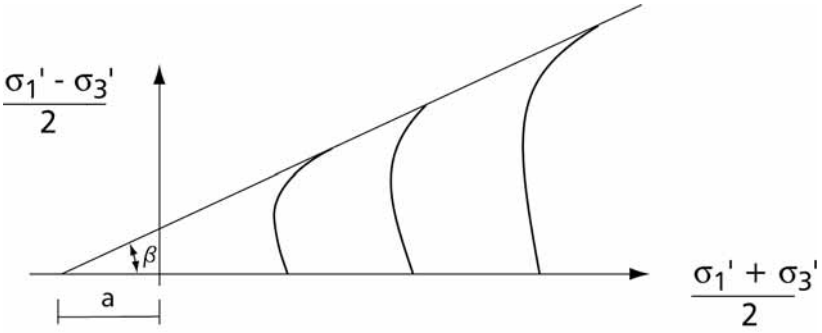
skjærfasthetsparametre på grunnlag av flere forsøk som antydet nedenfor.



Figur 2.25 Bestemmelse av effektivspenningsparametere

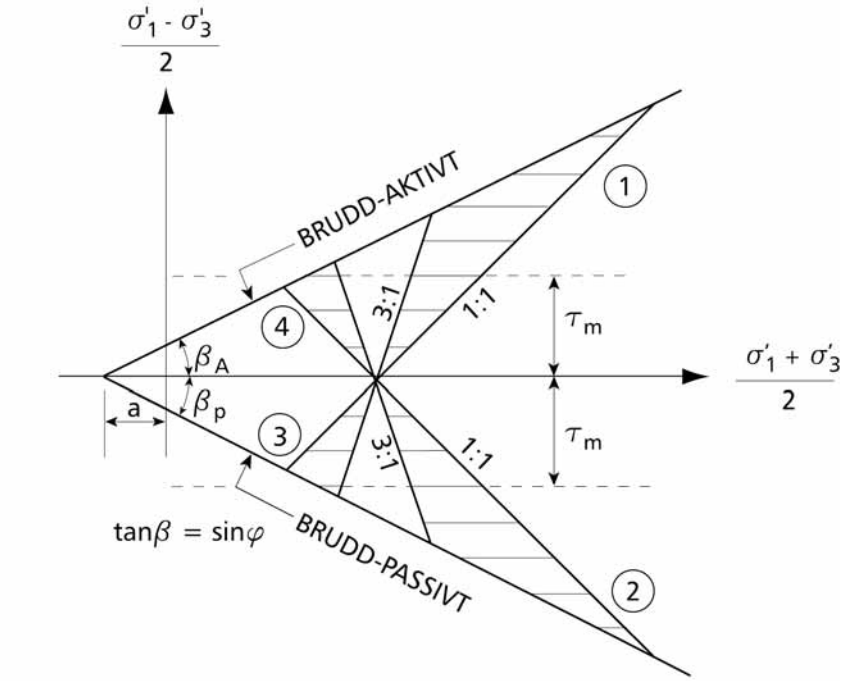
2.5.4.3 MIT - plott

Dersom man skal kjøre andre forsøk enn det tradisjonelle aktive kan det være en fordel å sammenstille resultatene i et såkalt MIT - plott.



Figur 2.26 Spenningsstidiagram, MIT - plott

X-aksen representerer her den effektive normalspenningen på det planet som danner 45^0 med hovedspenningsretningene, dvs. 45^0 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 de fire hovedtypene av treaksialforsøk ligger symmetrisk i dette plottet.



Figur 2.27 Symmetriegenskaper i MIT - plott

Figuren viser totalspenningsstiene (1:1) og de elastiske effektivspenningsstiene (3:1) for de fire hovedforsøkene. Det er også skissert et lineært bruddkriterium. Totalspenningsstiene med helning 1:1 viser spenningsstiens retning for de fire hovedforsøkene dersom man ikke får poretrykksreaksjon ved belastningsendring. For en leire vil dette kunne sies å tilsvare en langtidstilstand hvor oppbygde poreovertrykk har fått tid til å jevne seg ut. De elastiske effektivspenningsstiene med helning 3:1 tilsvarer et forsøk hvor poretrykksendringen er lik endringen i midlere hovedspenning, dvs. at endring i skjærspenning ikke endrer poretrykket.

2.5.5 Tolkning av fasthetsparametere.

2.5.5.1 Attraksjon og friksjonsvinkel.

Parametrene beskriver et lineært "fasthetstak" som vanligvis legges som tangent eller i skjæring med bruddlinjene for de aktuelle forsøkene. Man bør her passe på at kombinasjonen av **a** og **φ** er representativ innenfor det spenningsområdet som gjelder for den aktuelle problem-stillingen. Enkelte oppdrag kan være av en slik art at de krever en deformasjonsbegrensing, og da kan det være aktuelt å legge fasthetstaket noe under bruddområdet. En slik tolking må sees i nøye sammenheng med valget av partialialkoeffisient for materialfasthet.

2.5.5.2 Poretrykksparameteren.

Poretrykksreaksjonen Δu ved belastning kan uttrykkes slik:

$$\Delta u = \Delta\sigma_m - D \cdot \Delta\sigma_d \qquad \text{(Janbu)}$$

I treaksialforsøket blir:

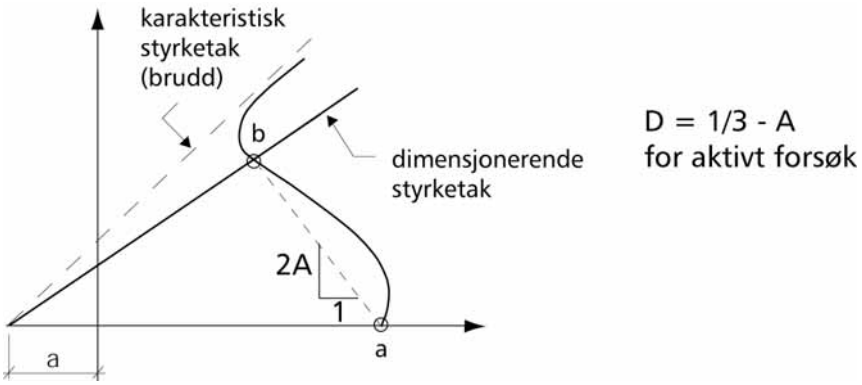
$$\sigma_m = \tfrac{1}{3} \cdot (\sigma_a + 2\sigma_r)$$
$$\sigma_d = |\sigma_a - \sigma_r|$$

Poretrykksparameteren D uttrykker hvordan poretrykket endrer seg ved påkjenning i materialet.

Bruddfasen kan beskrives slik:
For D > 0 oppfører materialet seg dilatant, dvs. øket skjærspenning reduserer poretrykket.
For D < 0 oppfører materialet seg kontraktant, dvs. øket skjærspenning øker poretrykket.
For D = 0 oppfører materialet seg "elastisk", dvs. øket skjærspenning endrer ikke poretrykket, og poretrykksendringen blir da lik endring i midlere hovedspenning $\Delta\sigma_m$.

Det skjelnes her mellom dilatans ved utvikling av spenningsstien før brudd og under brudd. Fig. 2.28 viser for eksempel en kontraktant D-parameterutvikling som ved brudd slår over i en dilatant bruddutvikling. Fig 2.29 har derimot en kontraktant D-parameterutvikling og en kontraktant bruddutvikling.

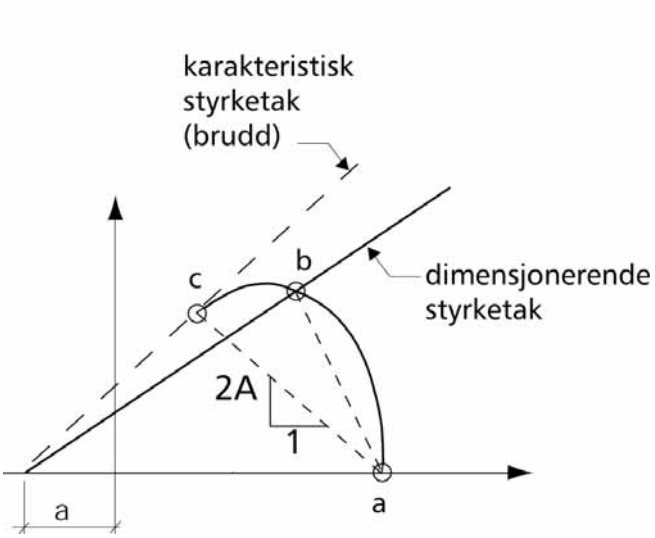
Poretrykksparameteren brukes til å finne skjærfastheten under stabilitetsberegningen. For dilatante prøver tas ikke D-parameteren ut ved brudd, men ved et lavere nivå, f.eks. tilsvarende en γ_M på 1,4 eller ved ε = 2 % el.l.



Figur 2.28 Tolkning av D-parameter ved dilatant brudd

I figur 2.28 er spenningsstien krum. men vi tar ut en rett linje mellom startpunktet a og punkt b der spenningsstien skjærer det "anvendte fasthetstaket".

Punkt b må ligge på et lavere deformasjonsnivå enn der dilatansen begynner å gjøre seg gjeldende, det vil si: før spenningsstien begynner å svinge av mot høyre. Spenningsstien i figur 2.28 har dilatant brudd.



Figur 2.29 Tolkning av D-parameter ved kontraktant brudd

Figur 2.29 viser et kontraktant brudd. For å være mer på den sikre siden tas ut D fra ac enn fra ab. Selv om det kan virke inkonsekvent er det derfor riktig å legge seg nærmere ac enn ab for et kontraktant brudd.

.

2.5.5.3 Udrenert skjærfasthet.

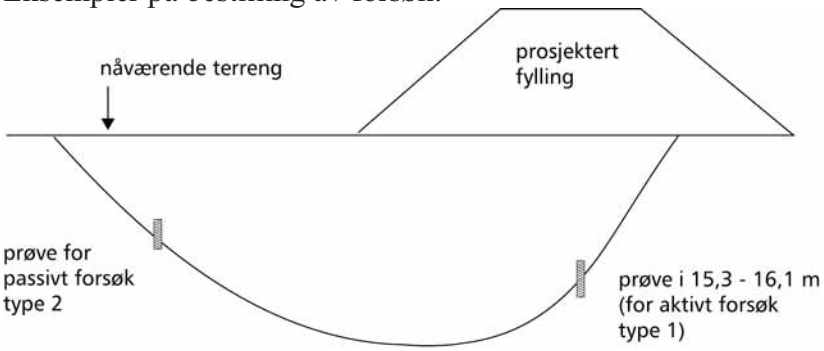
c_u kan tolkes ut fra aktive og passive forsøk. For relevante konsolideringsspenninger vil en kunne ta ut bruddverdiene fra enkeltforsøk. Disse verdiene kan anvendes direkte i beregningene, eller plottes mot effektivspenning for ADP-tolkning (se kap. 3 og 4).
c_u -verdien kan tas ut av spenningsstidiagrammet eller fra det supplerende plottet med mobilisert skjærspenning $c_u = \sigma_d/2$ mot tøyning, se figur 2.34.
c_u tolkes normalt mot mobilisert skjærspenning i området 1 - 5 % tøyning.

2.5.6 Bestilling av forsøk.

Bestilling av forsøk kan i hovedsak skje på to måter:
1. Saksbehandler sender en bestilling til laboratoriet med angivelse av prøvesylinder og konsolideringsspenninger. Det angis også hvilken forsøkstype som ønskes.
2. Saksbehandler sender en skisse av problemstillingen til laboratoriet hvor man så bistår med valg av prøvesylinder, beregning av konsolideringsspenninger og valg av egnet forsøkstype.

I begge tilfeller bør poretrykksbetrakning i størst mulig grad baseres på poretrykksmåling med piezometre. Grove anslag av grunnvannstand og poretrykk gir tilsvarende unøyaktighet i effektivspenningsnivå, sikkerhet og dimensjonering av konstruksjonen.

Eksempler på bestilling av forsøk:

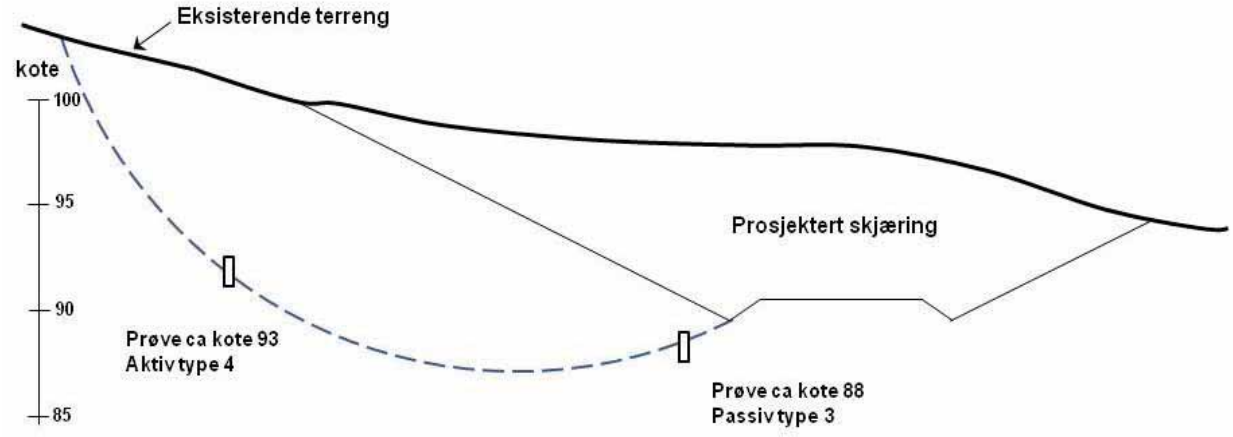


Figur 2.30 Vegfylling - Skisse av problemstilling

Målt poretrykk: 200 kN/m^2 målt i 16 m dybde
Tyngdetetthet fra rutineforsøk: 20 kN/m^3
Beregner totalt overlagringstrykk for den aktive prøven in situ:

$$p_0 = \gamma \cdot z = 20 \cdot 15{,}7 = 314 kN/m^2$$

Antar hviletrykkskoeffisient K_0' = 1,0
Prøven ligger i sonen med vertikal belastning rett under fyllingen, og det er da naturlig å velge et tradisjonelt aktivt forsøk med konstant celletrykk og økende aksiallast.
Ved en homogen avsetning, kan en utføre 3 forsøk aktivt eventuelt 3 passive forsøk konsolidert til markspenning (p_0') fra 3 representative nivåer i aktiv eller passiv sone.



Figur 2.31 Vegskjæring - Skisse av prblemstilling

Grunnvannstand målt til 1 m under terreng og følger terrengoverflaten i denne dybden.
Tyngdetetthet fra rutineforsøk γ = 20 kN/m^3.
Effektivt overlagringstrykk for den passive prøven

$$p_0' = \gamma \cdot z = 20 \cdot 1 + (97 - 88) \cdot 10 = 110 kN/m^2$$

Løsmassene under bunnen av skjæringsskråningen vil bli utsatt for avlastning og for vurdering i anleggsfasen vil det være naturlig å velge passivt forsøk type 3 med isotrop konsolidering (k_0 = 1,0) til p_0' og måling av skjærfasthet med konstant celletrykk og avtagende aksiallast. For kontroll av langtidssituasjonen kan det være aktuelt å konsolidere anisotropt (k_0 > 1,0) for fremtidig spenningssituasjon, p_0'.

Statens vegvesen
Vegdirektoratet

Teknologiavdelingen
Arbeidsskjemaer for laboratorieanalyser
KS-dokument KSV-3500-14-008

Treaksialforsøk

Labprøve nr. | **Utført dato** 2002-06-11 | **Signatur** JIS

Oppdragsnr: A91904 | Sted: RV150 ØKERN | Profil: 02-509 | Markspenning | KONSOLIDERING ISOTROPT

Syl. nr	Lab nr	Dybde m	σ_v kN/m²	u kN/m²	K'$_o$	Tid fra start	σ_v	σ_h	U_o kN/m²		K'$_o$	δ mm	ε %	Utpresset porevann		Merknad
						timer	BESTILT	BESTILT	BESTILT	MÅLT	BESTILT	MÅLT	BEREGNET	cm³	%	
5	213D	8,4					159,6	159,6	61		1,0					1,0 σ_0'
8	215D	10,3					195,7	195,7	83		1,0					1,0 σ_0'
10	217C	12,2					231,8	231,8	102		1,0					1,0 σ_0'

	σ_v	σ_h	BESTILT
AKTIV	ØKER	KONSTANT	X
	KONSTANT	AVTAR	
PASSIV	AVTAR	KONSTANT	
	KONSTANT	ØKER	

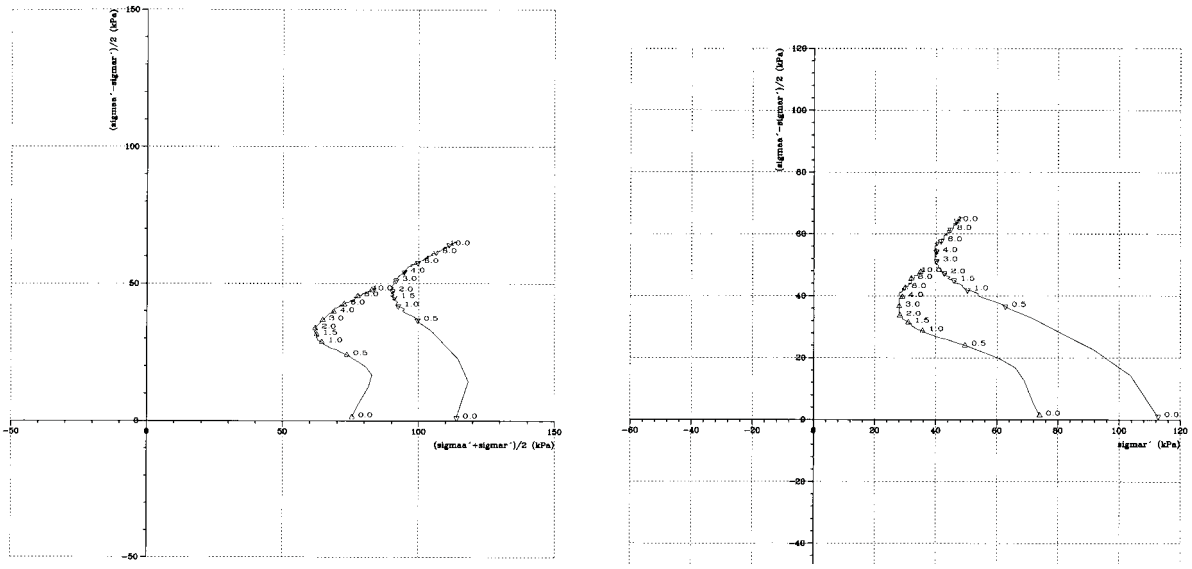
GRUNNVANNSTAND: 2m u / terreng
SAKSBEHANDLER: K.Tilrem
ROMVEKT γ (kN/m³): 19

Figur 2.32 Eksempel på utfylt bestillingsskjema

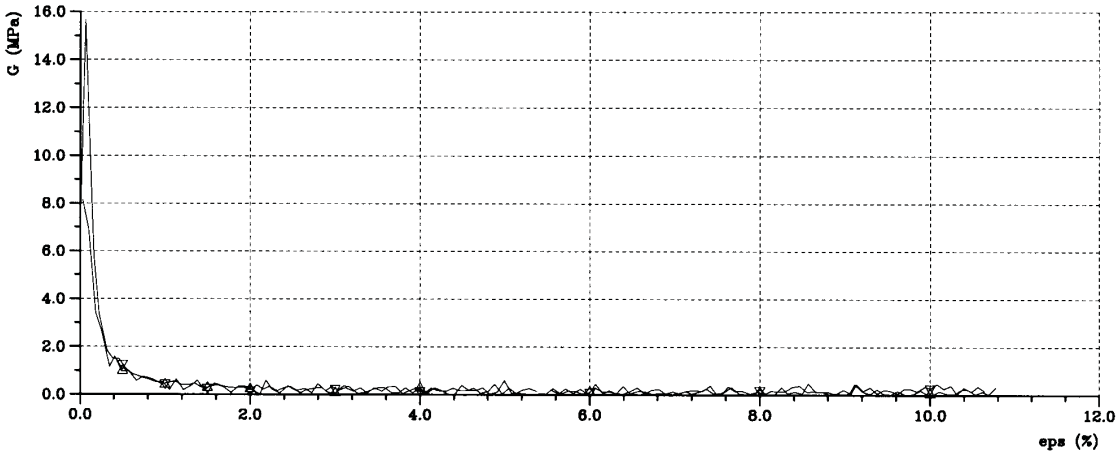
Ved valg av anisotrop konsolidering, dvs. $K_0' \neq 1{,}0$, bør man i den grad det er mulig sjekke at den skjærspenning man da mobiliserer i prøven ved konsolidering ikke er i nærheten av materialets udrenerte skjærfasthet. Dette vil kunne medføre at prøven befinner seg i bruddtilstand allerede ved starten av skjærforsøket, og det vil da ha liten verdi.
På de neste sidene er det vist eksempler på plott med tolkning. Aksialtøyningen for prøvene er markert på spenningsstiene ved følgende nivåer: 0, 0.5, 1.0, 1.5, 2, 3, 6, 8 og 10 %.
Standard presentasjon av spenningsstier vil ikke inneholde prøvens vanninnhold. I tillegg til viste opplysninger, vil jordartsbetegnelse og eventuell korreksjonsmodell framgå av dagens presentasjoner.

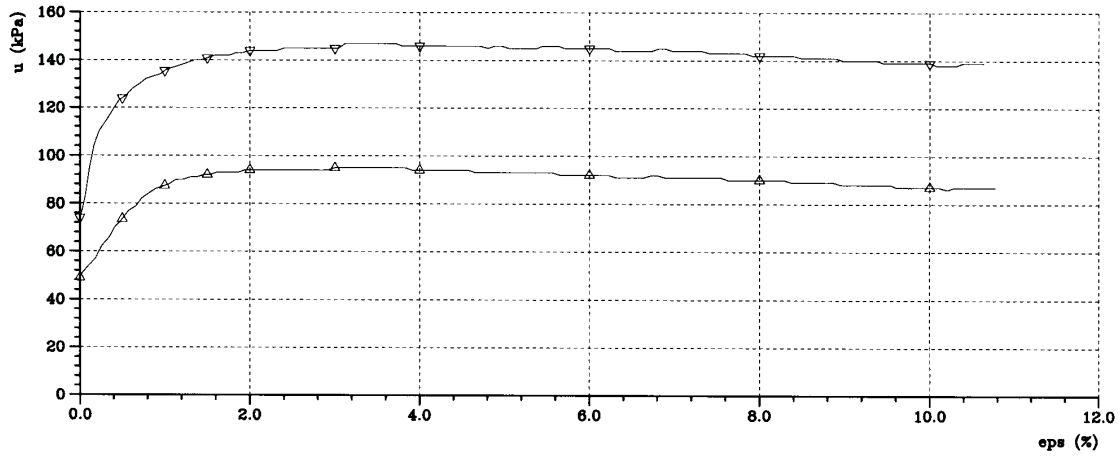
korr.1: Sirkulærsylindrisk arealendring
korr.2: Timeglassfasong
korr.3: Bruddplan
korr.4: Gummihud

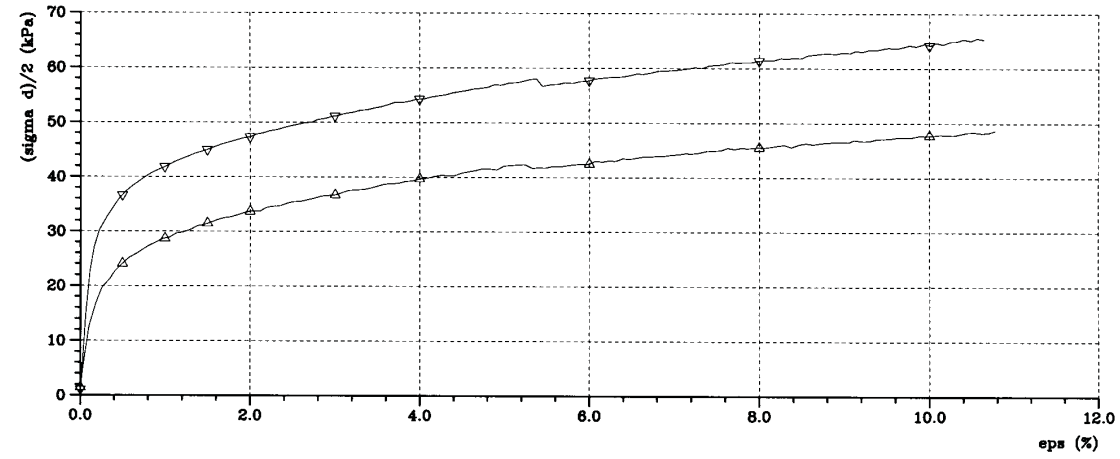
△	02-509	8.10	213B	CIUA1	6.00	12 4	siltig leire
▽	02-509	8.20	213C	CIUA1	6.50	12 4	siltig leire



Figur 2.33 Eksempel på treaksplott, både NTH-plott og MIT-plott





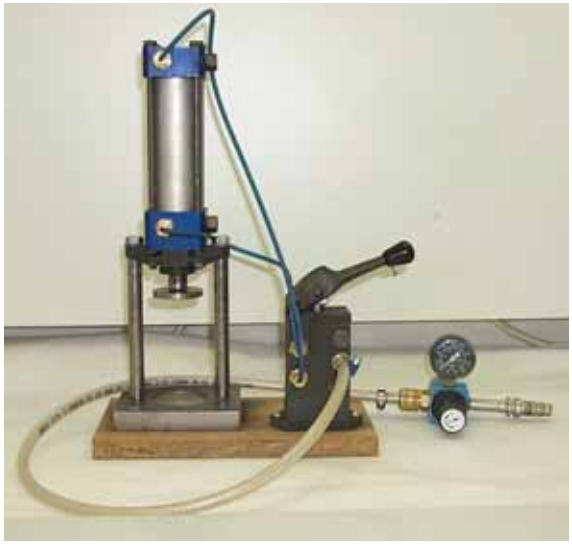


Profil	Dybde(m)	Labnr	Forsøkstype	dV(cm3)	Korr.	Kommentar
02-509	8.10	213B	CIUA1	6.00	12 4	siltig leire
02-509	8.20	213C	CIUA1	6.50	12 4	siltig leire

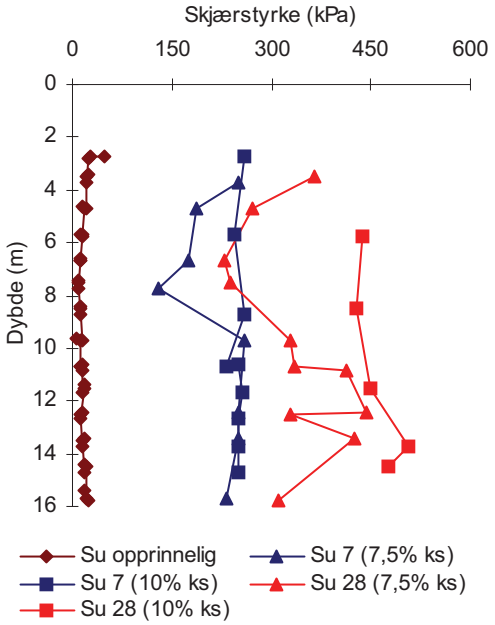
Figur 2.34 G-modul, poretrykk og $\sigma_d/2$ versus tøyning

2.6 KALK- OG SEMENTINNBLANDING AV LEIRE

Kalk- og sementpeler er en grunnforsterkningsløsning som ofte blir vurdert i forbindelse med vegprosjekter i områder med bløte leiravsetninger.
Forsøk med kalk- og sementinnblanding i laboratoriet utføres for å kunne vurdere effekten av innblandingen, samt danne grunnlag for å kunne fastsette kalk- og sementmengden i pelen.
Innblandingen utføres maskinelt under kontrollerte forhold for å bedre repeterbarhet.
For tillaging av innblandet prøver til trykktesting benytter man seg av et komprimeringsapparat (bilde Figur 2.35).



Figur 2.35 Komprimeringsapparat



Figur 2.36 Resultater fra enaksialt trykkforsøk

Apparatet er laget ut fra forutsetningen at det brukes en 100 mm lang prøvesylinder med diameter 54 mm. Apparatet består av et stempel som betjenes ved hjelp av en toveis trykkluftsylinder. Stempelets underside har et vaffelmønster for å unngå lagdelingen i prøven.

Bestilling til laboratoriet gis med angivelse av innblandingsmengde kalk og sement per m^3 pel, blandingsforhold kalk / sement, lagringsklima og herdetid før trykktesting.
For å undersøke effekten av kalk- og sementinnblandingen, etter bestemte antall herdedøgn, trykkes prøvene til brudd i et enaksialt trykkapparat. Prøvene kan også testes i treaksialcelle og ødometerapparatet hvis ønskelig.
Eksempel i Fig 2.36 viser en måte å fremstille resultatene fra laboratorieundersøkelsene på. I dette eksemplet ble det utført innblandinger med forskjellige kalksementmengder.

Resultatene i dette eksempel viser at leire i dette område har potensialer til å kunne utvikle stor fasthet med de foreskrevne innblandingsmengdene, samt at skjærfastheten øker med tid og innblandingsmengde.
For flere detaljer henvises til Intern rapport nr. 2117 fra Teknologiavdelingen i Vegdirektoratet (Ref. 26).

2.7 TRYKKPRØVING AV EPS

Lette fyllinger av Ekspandert Polystyren (EPS) er en metode som kan velges til vegprosjekter på bløt grunn.

EPS-blokkene må tilfredsstille en del krav mht dimensjoner, brennbarhet og trykkfasthet. Det vises i denne sammenheng til kapittel 15.4.3, håndbok 274 kapittel 2.4.3 (Ref. 5) og til NS-EN 14933:2007 (Ref. 2).

I laboratoriet kan trykkfastheten undersøkes ved å utføre enaksialt trykkforsøk på 6 terninger med størrelse 50x50x50 mm som er kuttet ut av blokken på bestemte steder. Trykkfasthet skal angis som spenning ved 5 % deformasjon. Trykkfasthet for EPS til vegfyllinger skal være minst 100 kPa (ved 5 % tøyning) dersom ikke annet er spesifisert. Gjennomsnittet av alle målte blokker skal ha en trykkfasthet lik den nominelle. Ingen enkelt blokk skal ha en gjennomsnittlig trykkfasthet lavere enn 90 % av nominell trykkfasthet, og ingen enkelt måling skal ha lavere trykkfasthet enn 80 % av nominell trykkfasthet.

For mer detaljert beskrivelse henvises til håndbok 274, Kap. 2 4 Fyllinger av lette masser (Ref. 5).

2.8 STREKKPRØVING AV GEOTEKSTILRELATERTE PRODUKTER FOR JORDARMERING

I forbindelse med bruk av geotekstiler i jordkonstruksjoner har SVV mulighet til å teste disse produktene mht. korttids strekkfasthet (α_f), maks last og tøyning ved maks last.
For å kunne utføre testene som standarden krever i begge retninger, på langs og tvers av produksjonsretningen, må man ha tilstrekkelig store prøvestykker. Standarden som brukes i disse testene er NS-EN ISO 10319. Utførelsen er også beskrevet ved ulike prosesser under 14.72 i Håndbok 14 Laboratorieundersøkelser (Ref. 3).

2.9 GEOTEKNISK PARAMETERE - ERFARINGSVERDIER

2.9.1 Innledning

For overslag har det vært vanlig i geoteknikk å benytte erfaringsverdier. Parametere for fasthet, deformasjon etc. har vært relatert til tilgjengelig parametere som jordart, vanninnhold etc.

Det ligger i sakens natur at slike erfaringsdata kan ha stor spredning og være risikable å bruke. Mye er her opp til geoteknikerens vurderingsevne. Det ville være dårlig fagpraksis å benytte erfaringsparametere isteden for å foreta nødvendige målinger av parametrene. Men for overslag, for å vurdere rimeligheten av målte verdier og for å bygge opp praktisk oversikt er det nyttig å samle erfaringsdata.

Her er det samlet en del slike data og bruk disse med forstand.. I LABSYS (verktøy for bearbeiding og lagring av analysedata for laboratorieundersøkelser) kan rapporter fra tidligere undersøkelser hentes ut med kornkurver, borprofiler og utvidede geoteknikk-rapporter med deformasjon, densitet, flytgrense, humusinnhold, konusverdier, sensitivitet, skjærfasthet, utrullingsgrense og vanninnhold..

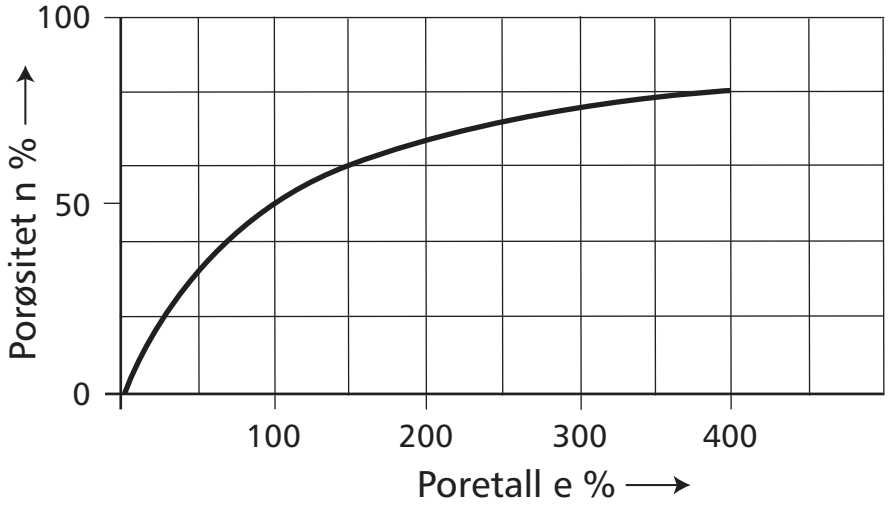
2.9.2 Vanninnhold, metningsgrad, tyngdetetthet

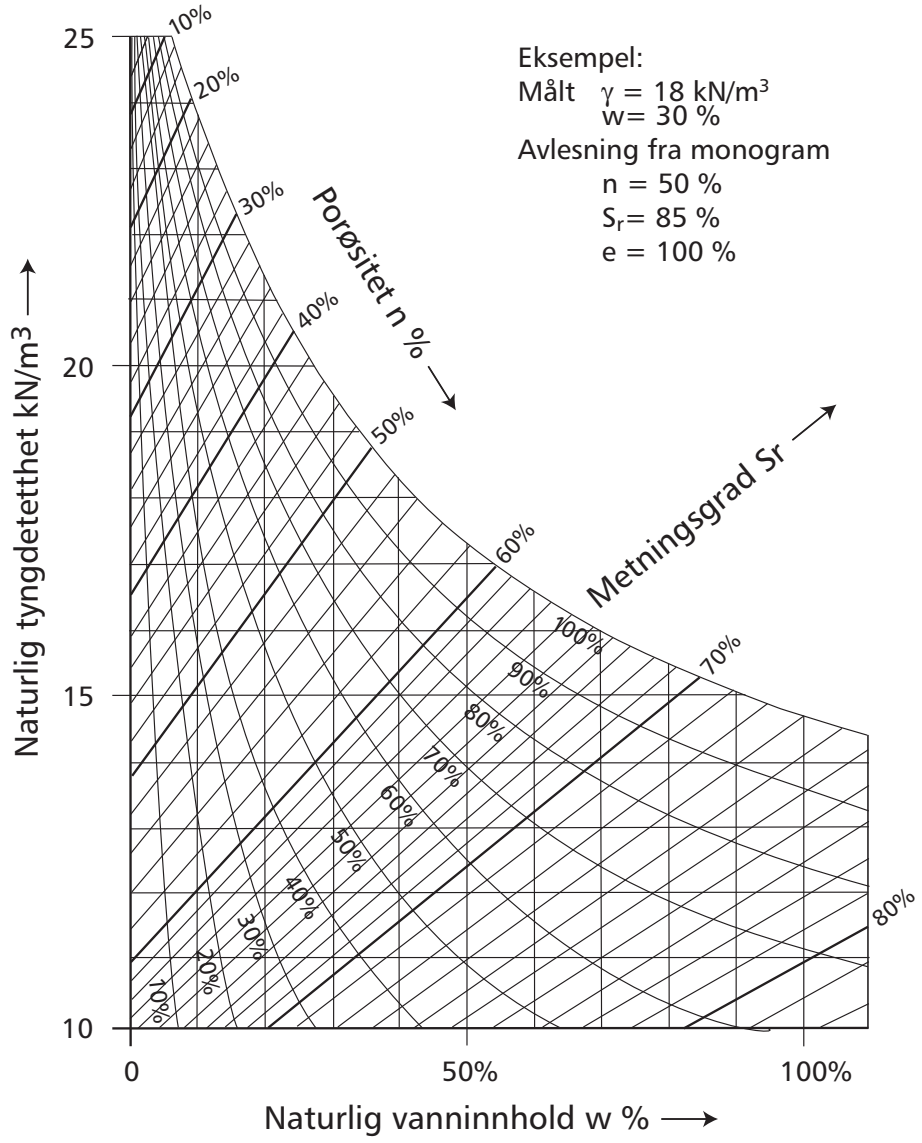
Det kan være nyttig å ha en oversikt over den matematiske sammenhengen her. Dette er ikke erfaringsverdier, men en ramme å relatere slike til.

$$\gamma_n = \gamma_w \cdot \frac{1+w}{1/\rho_s + w/S_r}$$

Der:
γ_n = naturlig tyngdetetthet (kN/m^3)
γ_w = tyngdetetthet av vann (= 10 kN/m^3)
ρ_s = korndensitet (g/cm^3)
w = vanninnhold
S_r = metningsgrad (S_r = volum av vann / porevolum totalt)

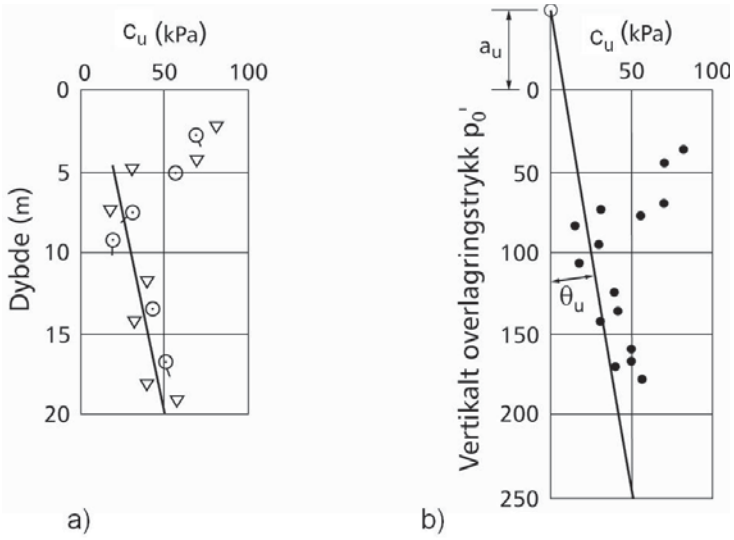
Figur 2.37 viser sammenhengen for ρ_s = 2,75 g/cm^3.





Figur 2.37 Naturlig tyngdetetthet av jord som funksjon av vanninnhold i vektprosent av tørrstoff og av metningsgrad. Forutsatt korndensitet ρ_s = 2,75 g/cm^3 og humusfri prøve.

2.9.3 c_u-analyse



Figur 2.38 Udrenert skjærfasthet c_u og θ_u plottet mot dybde og p_0'

Målte verdier for c_u kan plottes mot effektiv vertikalspenning som vist på figur 2.38 b. En skrålinje gjennom målte punkter trekkes til skjæring med vertikallasten. En finner da hjelpestørrelsene a_u og $\tan\theta_u$ som vist. Disse kan betraktes som skjærfasthetsparametere og benyttes i stabilitetsberegning.

$$c_u = (a_u + p_0') \cdot \tan\theta_u$$

Uttrykkes plastisitetsindeksen som fraksjon (ikke som prosent) kan en benytte erfaringsrelasjonen:

$$\tan\theta_u \approx 0{,}4\sqrt{Ip}$$

På den måten kan en på c_u-basis utføre beregninger som er analoge med ADP-analyse, og c_u-verdier ved avlastning/skjæring og pålastning/oppfylling.

For normalkonsoliderte norske marine leirer kan c_u som et overslag også vurderes ut fra c_u/p_0' forholdet hvor p_0' er effektivt overlagringstrykk i en gitt dybde. Dette forholdet vil vanligvis ha verdier i området 0,25 – 0,30 (aktiv treaks). For overkonsoliderte leirer (OCR = 1,2 – 1,4) vil det tilsvarende variasjonsområdet kunne være 0,30 – 0,38 (Karlsrud K. 2003, Ref. 22).

2.9.4 ADP-analyse

Hvis ikke målte verdier forekommer, kan en anslagsvis sette:

$$c_A = 1{,}5 \cdot (a_u + p_0') \cdot \tan\theta_u$$

$$c_D = 1{,}0 \cdot (a_u + p_0') \cdot \tan\theta_u$$

$$c_P = 0{,}5 \cdot (a_u + p_0') \cdot \tan\theta_u$$

Der $\tan\theta_u$ er bestemt ved metode som i figur 2.38 eller fra $\tan\theta_u \approx 0{,}4\sqrt{Ip}$

2.9.5 Effektivspenningsanalyse

2.9.5.1 *Dimensjonering av støttemur og landkar*

Plassering		Materiale		Dim. tyngde-tetthet 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 landkar-såle	**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 kan vurderes avhengig av steinstørrelse.
*** Leire (eller leirig silt), fasthetsparametrene må bestemmes på uforstyrrede prøver.
**** For sprengstein av god kvalitet brukt under landkaret kan den høyeste verdien benyttes.
***** For grus av god kvalitet brukt under landkaret kan den høyeste verdien benyttes.

Figur 2.39 Anbefalte jordparametere ved dimensjonering av landkar og støttemurer.

Verdier for utfylte masser under vann må vurderes spesielt avhengig av materialtype, utfyllingsmetode og komprimeringsfremmende tiltak (vanligvis settes a = 0).

Den nedre del av tabellen gjelder for naturlige, ikke komprimerte masser også i andre sammenhenger enn under landkar og støttemurer.
I grove masser som sprengstein skyldes ikke attraksjonen kohesjon, men at steinblokker skyves opp og over hverandre i skjærplanet.

2.9.5.2 *Tørrskorpeleire*

For tørrskorpeleire kan regnes a = 0 og $\varphi' = 30^0$ og vannfylte sprekker på strekksiden av et glidesnitt. På trykksiden kan regnes opptil a = 35 kN/m^2 etter skjønn. Maksimalt en tredjedel av glideflaten får gå gjennom tørrskorpa ved slike overslag. Hvis tørrskorpas innflytelse på sikkerhetsfaktoren er avgjørende må en vurdere på den forsiktige siden. Slike overslag er usikre.

2.9.5.3 aDφ - analyse

Poretrykksparameteren D.

Jordart	D-parameter
Umettede og sterkt overkonsoliderte leirer	D = + 0,5
Svakt overkonsoliderte Leirer	D = 0
Normalkonsoliderte leirer	0 ≥ D ≥ -0,5
Kvikkleirer	-0,5 ≥ D ≥ -1

Figur 2.40 Poretrykksparametere D i leire og leirig silt.

2.9.5.4 Friksjonsvinkelen φ´

w i % av tørrstoff	φ´
0 – 10	30^0
10 – 40	30^0 - 20^0
> 40	20^0 *

* I kvikkleirer kan φ´ bli lavere enn 20^0

Figur 2.41 Friksjonsvinkel i leire og silt.

2.9.5.5 Attraksjonen a

Leirtype	a (kPa)
Fast	20 < a < 35
Middels	0 < a < 20
Bløt	a = 0

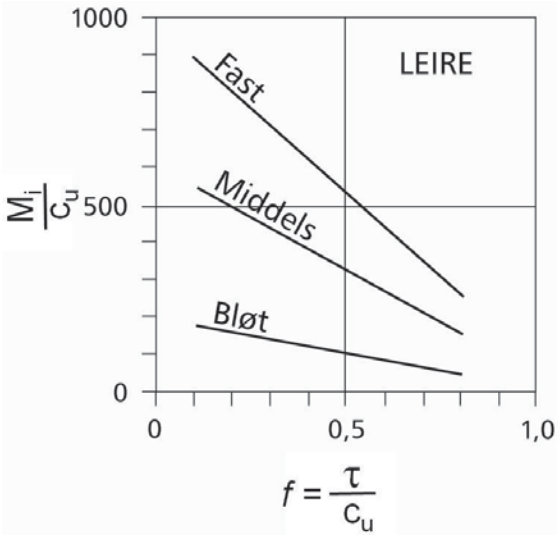
Figur 2.42 Attraksjon i leire og leirig silt

For glidesnitt i tørrskorpe regnes a = 0 på strekksiden.

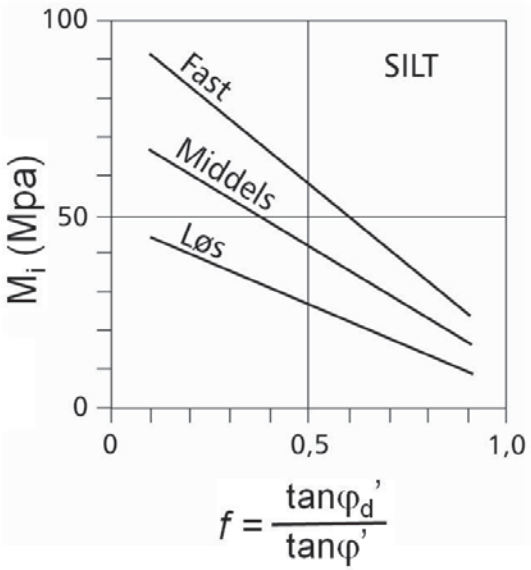
2.9.6 Parametere for setningsberegninger

2.9.6.1 Initialsetninger - Deformasjonsmodul

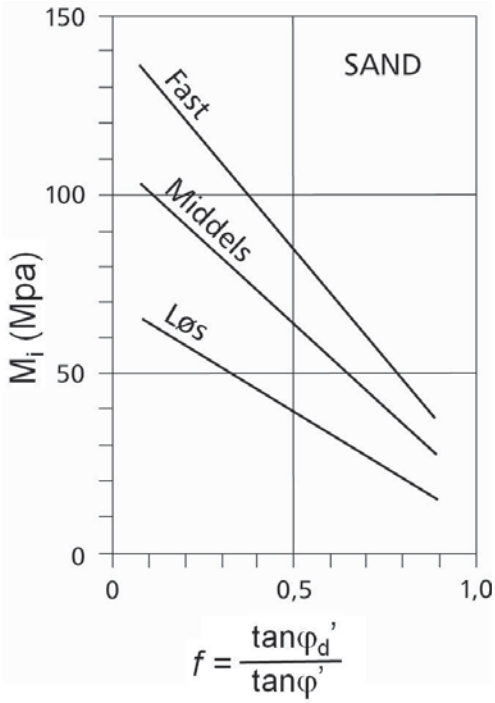
Figurene 2.43 til 2.45 viser veiledende verdier som funksjon av mobiliseringsgraden.



Figur 2.43 Initiell deformasjonsmodul for leire.



Figur 2.44 Initiell deformasjonsmodul for silt.

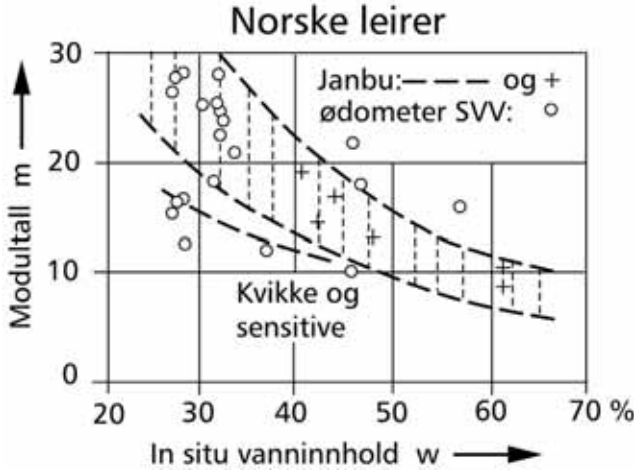


Figur 2.45 Initiel deformasjonsmodul for sand

2.9.6.2 Primærkonsolidering leire/silt

Normaliserte verdier av deformasjonsmodulen som funksjon av udrenert skjærstyrke M/c_u vil vanligvis variere i området 100 – 200 med verdier for middels bløt leire i området $\frac{M}{c_u} \approx 150$

Modultallet m som funksjon av vanninnhold i prosent av tørr vekt er vist i figur 2.46.



I figur 2.46 er stiplede grenseverdier og feltverdier (+) slik som angitt av Janbu. I tillegg er en del verdier fra kontinuerlige ødometerforsøk utført Statens vegvesen vist på samme figur med sirkler (○).

Figur 2.46 Modultallet for leire. (Janbu : grunnlag i geoteknikk, Ref. 21).

Modulene M og m brukes i formelen

$$\varepsilon = \frac{p_c' - p_0'}{M} + \frac{1}{m} \cdot \ln \frac{p_0' + \Delta p}{p_c'}$$

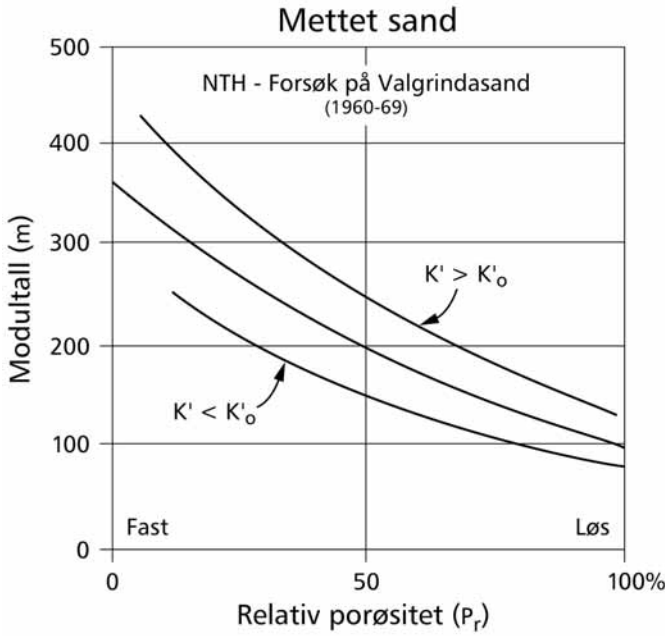
hvor p_c' er forkonsolideringstrykket. Se kapittel 7.

2.9.6.3 Primærkonsolidering i grovsilt og sand

For grovsilt og sand regnes:

$$\varepsilon = \frac{2}{m} \cdot \left[\sqrt{\frac{p'}{p_a}} - \sqrt{\frac{p_0'}{p_a}} \right]$$

der p_a er 100 kPa.



Figur 2.47 Eksempel på verdier av modultallet m for mettet sand. For tørr sand kan verdiene dobles (Janbu: Grunnlag i geoteknikk, Ref. 21).

2.9.6.4 Tidsforløp

Konsolideringskoeffisienten c_v i leire.

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

Figur 2.48 Konsolideringskoeffisient C_v

2.9.6.5 Sekundærsetninger

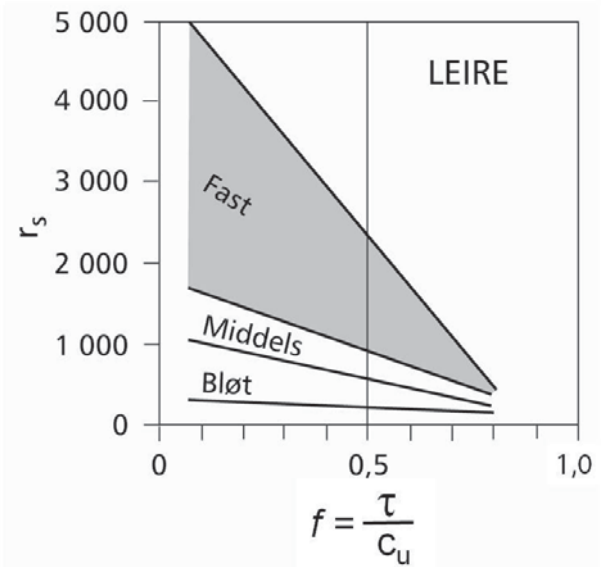
Når vi ikke har målte data kan vil tilnærmet sette:

$t_r = 0$

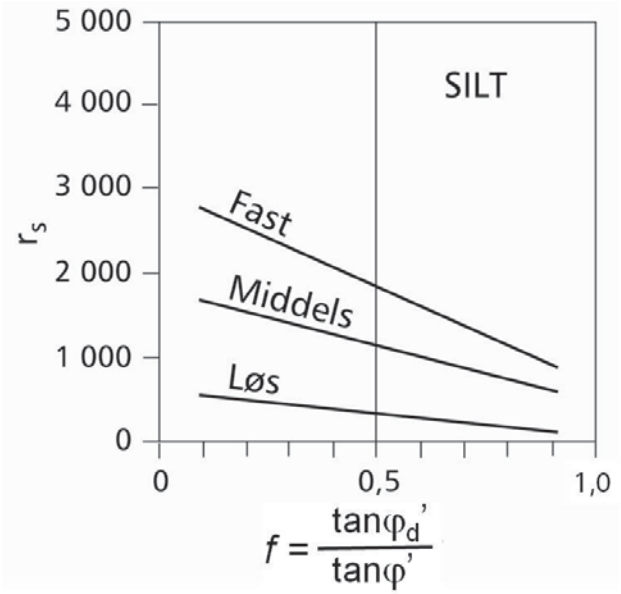
og

$$t_p = \frac{H^2}{c_v} \cdot T$$

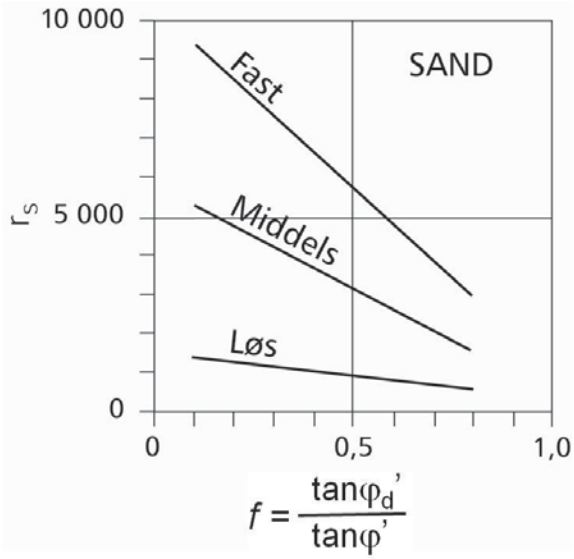
(se eks. 7.11) og benytter r_s - verdier fra figur 2.49 til 2.51.



Figur 2.49 Tidsmotstandstall r_s som funksjon av mobiliseringsgrad for leire (Janbu, Ref. 21)



Figur 2.50 Tidsmotstandstall r_s som funksjon av mobiliseringsgrad for silt (Janbu, Ref. 21)



Figur 2.51 Tidsmotstandstall r_s som funksjon av mobiliseringsgrad for sand (Janbu, Ref. 21)

2.9.6.6 Forbelastningstrykket p_c'

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

Ødometerforsøk viser ofte en tydelig forskjell på forbelastet område og der setningene er normalkonsoliderte. Kfr. fig.2.16 og fig.7.4. Utsettes jorda for tilleggsspenninger som ligger innenfor det forkonsoliderte området blir setningene mindre enn når tilleggsspenningene kommer inn på det normalkonsoliderte eller underkonsoliderte området.

På samme vis vil en tilleggsspenning innenfor det forkonsoliderte området gi mindre fare for grunnbrudd enn dersom tilleggsspenningene overskrider det forkonsoliderte området.

Det er imidlertid slik at jord som har vært konsolidert opp til et visst spenningsnivå og deretter avlastes, vil svelle en del og ta opp vann eller luft. Derved mister jorda noe av effekten av tidligere "overkonsolidering". En kan på en måte skille mellom den "historiske" forkonsolideringen og den "effektive" forkonsolideringen, den som jorda husker, og som er viktig for dimensjoneringen i dag. Både ved måling av setningsparametere og skjærfasthetsparametere ettersporer vi den "effektive" forkonsolideringen, den som er preget inn i jordas "hukommelse".

Hvis vi setter forkonsolideringsforholdet $OCR = \frac{p_c'}{p_0'}$ hvor

p_c' = forkonsolideringstrykket og
p_0' = vertikal effektivspenning

så kan det "effektive" forkonsolideringsforholdet settes $OCR_{eff} = OCR^m$ hvor m for norske leirer typisk vil kunne ligge i området $0{,}6 \le m \le 0{,}9$. Norske marine leirer som har ligget uberørt siden siste istid vil typisk kunne ha verdier for OCR = 1,2 – 1,4 og OCR_{eff} vil således kunne ha verdier 2 – 13 % lavere enn OCR med de grenseverdier som er antydet for m.

Begrepet forkonsolidering assosieres vanligvis med at jorda tidligere har ligget under større overliggende jordmasser eller har erfart lavere grunnvannstand i "gamle dager". Slike belastninger er utbredt over større områder og gir en stor dybdevirkning. Der avlastningen siden "gamle dager" er av lokal art, som under en erosjonsdal, er dybdevirkningen av den senere avlastningen mindre.

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

Vurdering av disse effektene krever omtanke og erfaring av geoteknikeren. Følgende betraktninger er ment som et idegrunnlag for geoteknikeren.

2.9.6.6.1 Overslag over forbelastningstrykket ut fra målte verdier av c_u.
Se avsnitt 2.9.3 og figur 2.38.

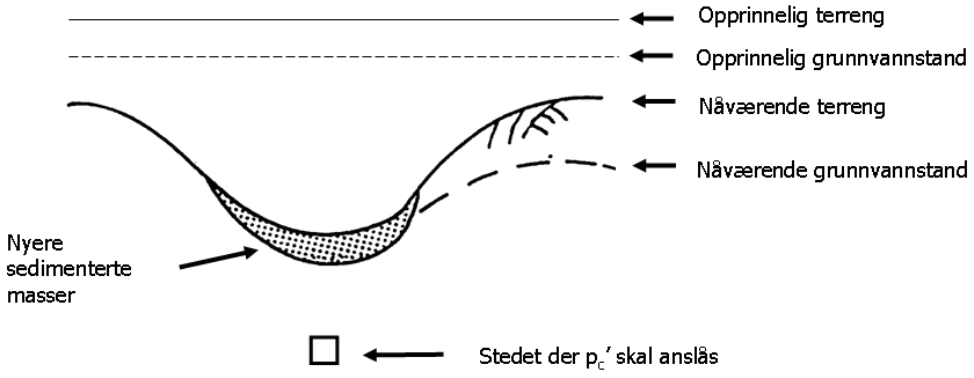
$$p_c' = a_u + p_0'$$

Det er ofte vanskelig å angi en slik verdi generelt for hele leirmassen, og man bør derfor se på hvert enkelt nivå for seg. Dersom c_u er konstant med dybden eller til og med avtar med dybden kan denne metoden ikke anvendes.

2.9.6.6.2 Overslag fra topografi.

Hvis det aktuelle stedet ligger i en erosjonsdal som i figur 2.52, kan vi forsøke å anslå opprinnelig terreng og grunnvannstand og dermed det opprinnelige effektivtrykket. Etter ned-erodering av tidligere masse-nivåer har det skjedd en relaksasjon av spenningene, et slag "hukommelsestap" i leiren. Forsøk å vurdere hvor mye jorda "husker" av dette trykket nå.

I en sone i dalbunnen kan det være avsetninger som er brakt dit ved senere sedimentering. Disse nye avsetningene har ikke deltatt i tidligere belastninger og er gjerne normalkonsoliderte.



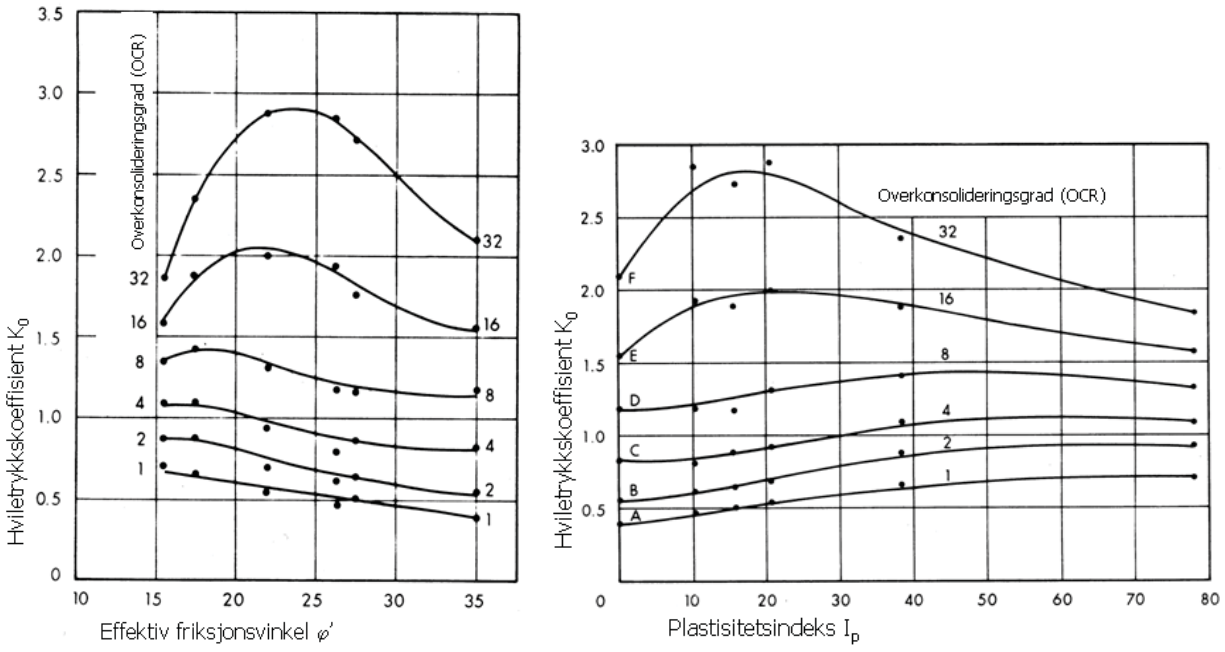
Figur 2.52 Erosjonsdal. Anslått tidligere terreng og grunnvannstand inntegnet.

2.9.6.6.3 Forbelastningstrykket p_c' behøver ikke skyldes vekt av tidligere overliggende masser.

Tørking, kapillært sug ved frysing, kjemisk binding og oksidasjon kan gi indre krefter som langt overstiger effekten av ytre laster. Dette kan også regnes som ekvivalent med en p_c' verdi ved setningsoverslag. En vurderer forbelastningen i dybden og i horisontal utstrekning. Eksempelvis vil ikke oksidasjon og uttørking få samme utbredelse som en tidligere grunnvannsenkning ville ha hatt. Husk også at c_u som fasthetsmål hos tørrskorpeleire kan føre til overvurdering av fastheten. Tørrskorpeleire i "strekksonen" i et glidesnitt bør heller regnes som en friksjonsjordart med et sprekkesystem der vanntrykket i sprekkene bidrar til de drivende kreftene i bruddutviklingen.

2.9.7 Overslag for tillatelig deviatorspenning ved konsolidering i treaksialforsøk

Under kjøring av treaksialforsøk benyttes ofte anisotrop konsolidering. Det er viktig at en ikke bruker for stor total deviatorspenning for at en ikke skal risikere å forstyrre prøven ved å ligge for nær bruddtilstanden.



Figur 2.53 Erfaringsdata for K_0 (Brooker & Ireland, 1965, Ref. 15)

Det er derfor aktuelt for bestilleren å kunne angi til laboratoriet hvilken maksimal deviatorspenning kan tillates. Her kan en gjøre et overslag for minste tillatte K_o' ut fra erfaringsgrunnlag fra parametere som plastisitetsindeksen og overkonsolideringsgraden. Fig. 2.53 angir et slikt erfaringsgrunnlag ut fra kanadiske data.. Det er problemfritt å kartlegge massenes plastisitetsindeks og overkonsolideringsgrad, men å bestemme in situ tilsvarende K_o' er et omfattende problem. Det er avhengig av hvilken tillit en har til de eksisterende in situ målemetoder og teorier. Inntil dette er avklart, kan vi med noe forsiktighet basere oss på disse kanadiske anbefalingene.

Fra figur 2.38 kan gjøres et overslag (konservativt):

$K_o' = 1 - \tan \theta_u$

Eksempel: $\tan \theta_u = 0.2$

$K_o' = 1 - 0.2 = 0.8$

Konsoliderer for $K_o' > 0.8$

I NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 angis at K_0 kan bestemmes med følgende formel for horisontalt terreng:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{OCR}$$

med forbehold om at formelen ikke bør benyttes for svært høye verdier av OCR.

For skrånende terreng med helningsvinkel $\beta \leq \varphi'$ i forhold til horisontalen, kan horisontalkomponenten av jordtrykket $\sigma'_{h;0}$ relateres til det effektive overlagringstrykket q' ved forholdstallet $K_{0;\beta}$, der:

$$K_{0;\beta} = K_0 \cdot (1 - \sin \beta)$$

og retningen av jordtrykksresultanten antas å være parallell med terrengoverflaten.

2.9.8 Permeabilitet

For ensgraderte masser med $d_{60}/ d_{10} \leq 2$ er anslagsvis:

Jordart	k (m/år)	k / 3 (cm/s)
Leire	$10^{-5} - 10^{-2}$	$10^{-11} - 10^{-8}$
Silt	$10^{-3} - 10^{2}$	$10^{-9} - 10^{-4}$
Sand	$10^{2} - 10^{4}$	$10^{-4} - 10^{-2}$
Grus	$10^{3} - 10^{5}$	$10^{-3} - 10^{-1}$

Figur 2.54 Permeabilitet.

Permeabilitet er her angitt for homogene masser. I praksis er ikke jorden et homogent sedimentert. Horisontal lagdeling veksler etter årstider og klimatiske endringer. I Norge er det derfor vanlig at vertikal permeabilitet er mindre enn den horisontale. Se kapittel 14. I praktiske tilfeller kan pumpeforsøk in situ gi de beste resultatene. Slike forsøk er kostbare, men kan være økonomiske i totalsammenheng idet de kan være avgjørende for valget av anleggsdriften og utformingen av anlegg, som ved fare for hydraulisk bunnoppresning ved utgraving i leire over sandlag med høyt poretrykk, og ved damanlegg. Vertikale dren kan være en hjelp til homogenisering av permeabilitet der dette kan gi mer økonomisk fremdrift.

For tette masser som leire og siltig leire kan permeabiliteten anslås fra laboratorieforsøk som ødometerforsøk. For sand og silt kan det benyttes laboratorieforsøk som Constant Head forsøk og Falling Head, men disse er lite anvendt. In situ forsøk er å anbefale ved praktisk anleggsvirksomhet.

2.9.9 Poretrykksendringer ved påføring av vertikallast

Ved stabilitetsberegning med effektivspenninger er det viktig å kunne anslå de poretrykksendringene som opptrer i jorda under påføring av den ytre lasten. I stabilitetsberegningsprogram som baseres på aDφ benyttes middelspenningsendringen og poretrykksendringen ved skjærspenningsendring. Mer vanlig ved "håndregning" har det vært å benytte faktoren

$B = \Delta u / \Delta p_v$

Det vil si poretrykksendringen Δu som følger av belastningsendringen Δp_v .

De vesentligste faktorer som her kommer i betraktning er jordas permeabilitet og plastisitetsforhold, jordas metningsgrad og hastigheten ved lastpåføring.
Verdiene av B kan variere fra 0 til 1.

$0 < B < 1$

Det er vanlig å anslå en verdi av B på den konservative siden og, der det er kritisk, foreta lastpåføringen kontrollert ut fra målinger av in situ poretrykk ved hjelp av piezometere (poretrykksmålere). Tiden det tar for poreovertrykket å drenere seg ned til en verdi der en kan fortsette lastpåføringen, er selvsagt av avgjørende betydning for rasjonell fremdrift.

Det er helst i sensitiv og / eller bløt leire og silt at dette er aktuelt. I slike jordarter er grunnen gjerne lagdelt, med lag av høyere og lavere permeabilitet. Da er den horisontale permeabiliteten ofte langt større enn den vertikale. I ødometeret måles den vertikale permeabiliteten. Et skjønnsmessig estimat av hvor stor horisontal permeabilitet er, kan senere korrigeres ut fra in situ poretrykksmåling.

For normal lastpåføringshastighet over leire og siltig leire under moderne anleggsarbeid kan et overslag gjøres fra formelen

$B = I_L{}^2$

Der I_L = Flyteindeksen (Liquidity index) = $(w - w_p) / (w_L - w_p)$

For $w > w_L$ regnes $w = w_L$.

Det vil si:
For en flytegrense $w_L = 40\%$ og
Utrullingsgrense $w_p = 30\%$ og
vanninnhold $w = 35\%$ er
$B = [(0{,}35\text{-}0{,}3) / (0.4 - 0.3)]^2 = 0.25$

Dette er ment som en tommelregel og regelen er ikke teoretisk eller erfaringsmessig begrunnet.

2.9.10 Jakys trykkfordeling i lagdelt jord (Kfr.også kapittel.7)

Anvendt regneverktøy har kompliserte teoretiske modeller som kan gi enkle input / output løsninger for blant annet trykkfordelingen i en lagdelt undergrunn under en tilleggsbelastning, Problemet er at saksbehandleren lett kan miste kontakten med problemet dersom han stoler fullstendig på regneverktøyets relevans. Slike programmer regner gjerne med elastisk respons i jordmassene. Og dette er, som kjent, langt fra tilfellet, særlig i kohesive og organiske jordarter. Slike modeller regner også gjerne med at massen har evne til å oppta strekkspenninger så vel som trykk.

Valg av regnemodell kan være totalt avgjørende for fundamenteringsvalg. Ved grunnforhold med faste sandlag av noe tykkelse over bløt leire vil for eks. Boussinesqs elastiske modell kunne lede til bruk av friksjonspeler noe som vil medføre at krefter overføres mer direkte ned i det bløte leirlaget. Bruk av en plastisk modell som Janbus trykkfordeling eller Jakys modell vil i et slikt tilfelle kunne vise at direkte fundamentering i det øvre sandlaget vil gi en enklere og langt rimeligere løsning. Oppfølging av slike anlegg med sålefundamenter i sandlaget har vist god overensstemmelse når det gjelder sammenligning av beregnede og målte setninger.

Fordi enkle og oversiktlige overslag gir mer kontakt mellom saksbehandler og problem, har vi nedenfor angitt mulige retningslinjer for vurdering ved hjelp av Jakys enkle metode. De samme prinsippene kan benyttes med Janbus metode.

For Jakys trykkfordeling i kapittel 7.4 kan ekvivaleringsformelen skrives (se Figur 7.8)

$h_{e1} = \xi \; h_1$ dersom $M_1 > M_2$

der koeffisienten $\xi = \sqrt[3]{M_1 / M_2}$

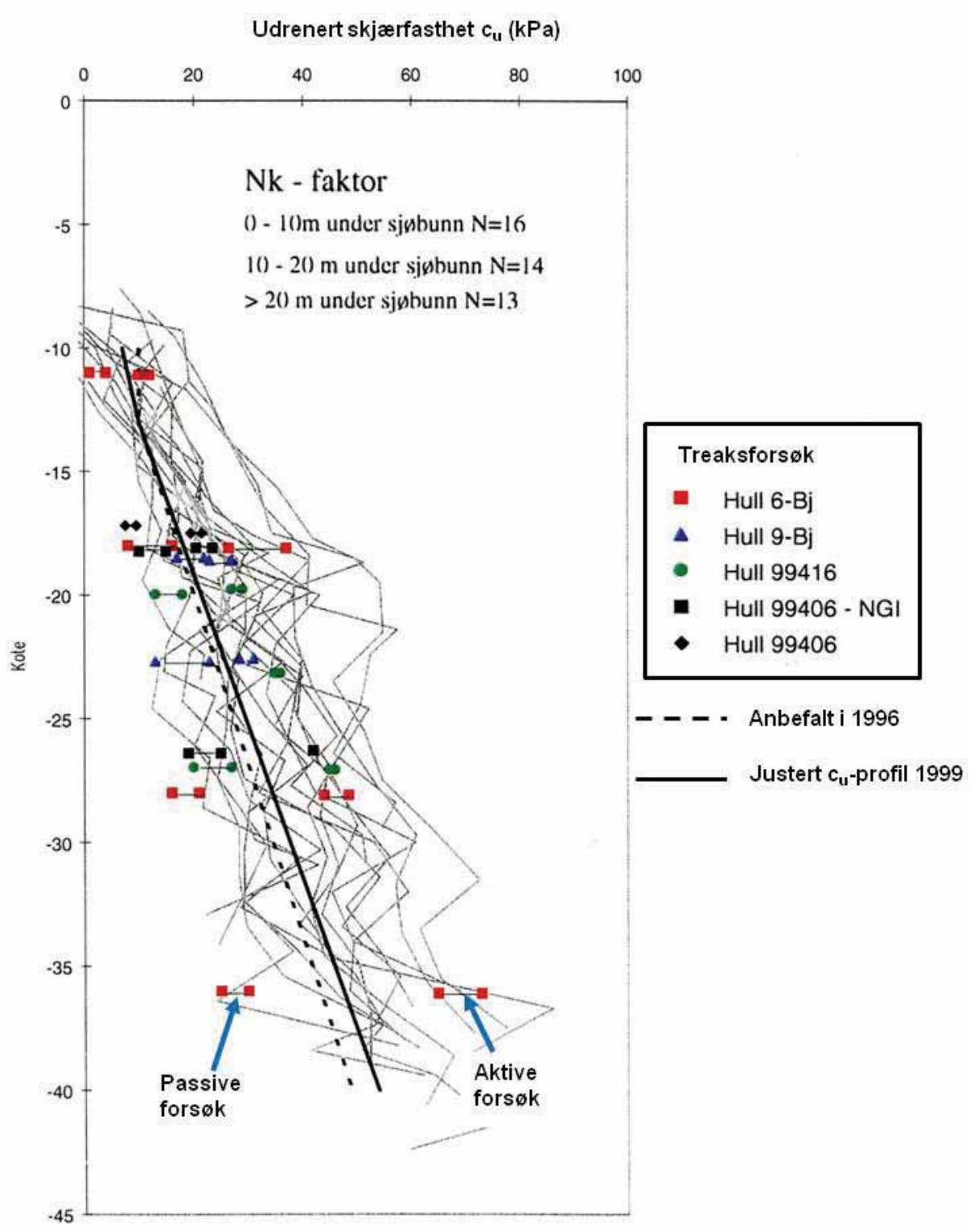
Her kan vi ved overslag sette:

Leire med $c_u < 50$ kPa	$\xi = 1.0$
Leire med $c_u > 50$ kPa over $\xi = 1.0$ materiale har	$1.0 < \xi < 2.0$
Silt over $\xi = 1.0$ materiale har	$1.3 < \xi < 1.5$
Sand over $\xi = 1.0$ materiale har	$1.5 < \xi < 2.0$
Homogene masser, ingen lagdeling har uansett hvilket materiale de består av.	$\xi = 1.0$

2.9.11 Etablering av fasthetsprofiler

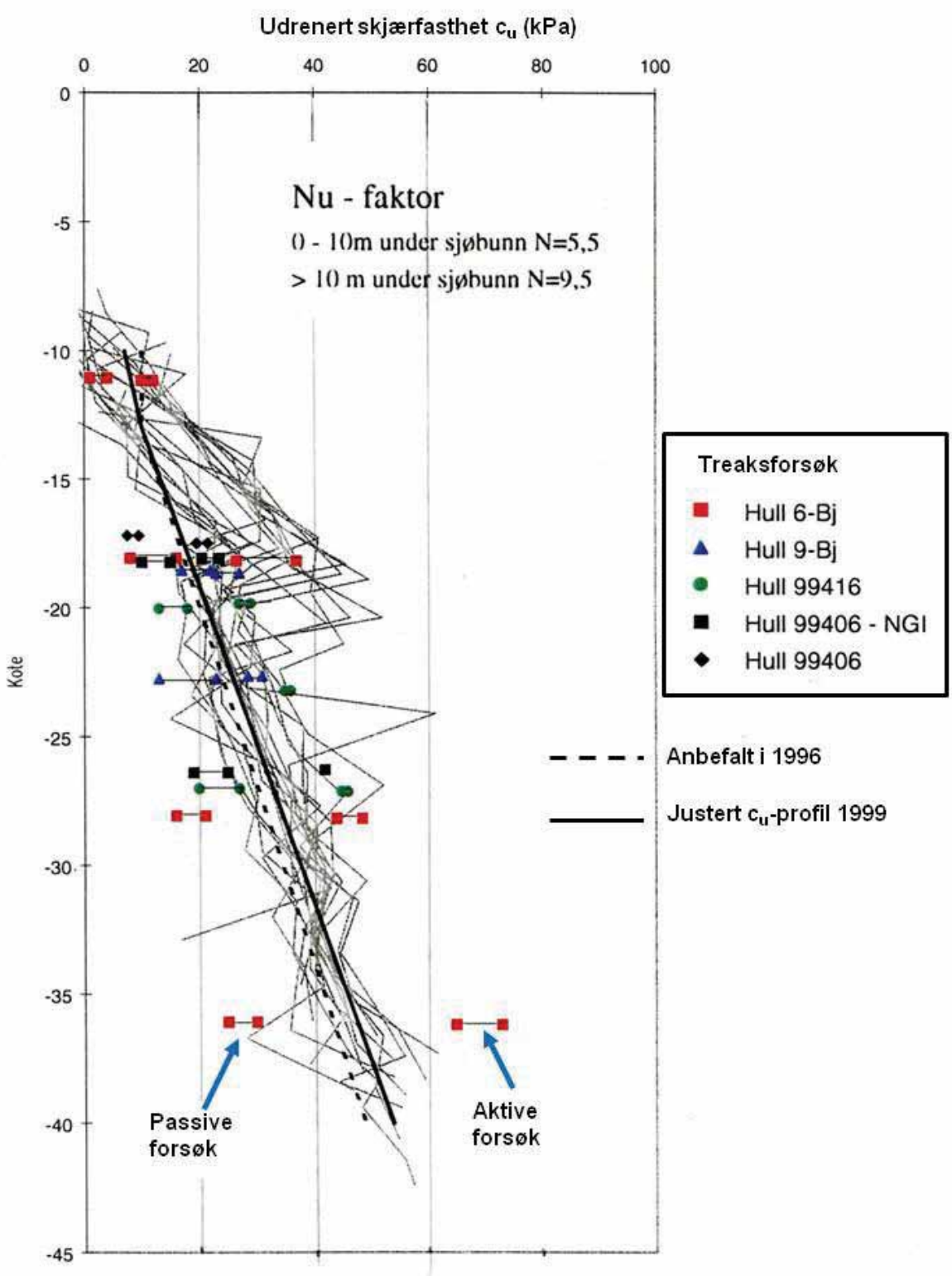
Ofte varierer grunnforholdene en del over et undersøkt område både når det gjelder dybdeforhold, lagdeling og materialfasthet. Dette vil fremgå av sonderingsresultater og skjærfasthetsmålinger. Innen begrensede områder kan likevel forholdene være relativt homogene og ved en sammenstilling av utførte målinger vil det være mulig å etablere generelle materialfasthetsprofiler innenfor slike områder.
I eksemplet nedenfor er det i Figur 2.55 og 2.56 vist en sammenstilling av resultater fra grunnundersøkelser i Bjørvika, Oslo i tilknytning til senketunnelen for Europaveg E 18 fra Havnelageret til Sørenga. I ulike stadier av prosjektet er det her utført en rekke CPTU

målinger samt foretatt treaksialforsøk på prøver undersøkt med anisotropisk konsolidering (K_0' = 0,55)



Figur 2.55 Udrenerte skjærfastheter c_u fra treaksialforsøk og CPTU tolket på Nk-basis

Treaksialforsøkene er vist tolket for c_u ved henholdsvis 2 % deformasjon og 8 % deformasjon



Figur 2.56 Udrenerte skjærfastheter c_u fra treaksialforsøk og CPTU tolket på Nu-basis

I begge figurene er skjærfastheten vist i forhold til kotenivå. Dette kan gi en bedre referanse for sammenligning av fasthetsverdier enn dybde under terreng. Valgt designprofil fremgår som heltrukket og stiplet strek å¨diagrammet. I tillegg kan også verdier fra vingebor, konus og enaksiale trykkforsøk plottes inn i samme diagram.

2.10 SYMBOLLISTE

Symbol	Forklaring	
a	attraksjon	
a_u	hjelpestørrelse	
A	stigningstall for spenningssti	
B	poretrykksfaktor	
β	helningsvinkel i skrånende terreng	
c_u	udrenert skjærfasthet	
C_u	graderingstall	
C_v	konsolideringskoeffisient	
D	poretrykksparameter	
d_i	korndiameter (i = % passert)	
e	poretall	
ε	tøyning	
f	mobiliseringsgrad	
φ	friksjonsvinkel	
φ_d	dimensjonerende friksjonsvinkel	
g	tyngdens akselerasjon	
γ	tyngdetetthet	
γ_w	tyngdetetthet vann	
H	lagtykkelse	
$H_{1\text{-}10}$	formuldningsgrad (von Post)	
I_L	flyteindeks	
I_p	plastisitetsindeks	
K_0	hviletrykkskoeffisient	
k	permeabilitetskoeffisient	
m_s	masse av korn	
m_w	masse av vann	
m	modultall	masse prøve
M	spenningsmodul	
n	porøsitet	
OCR	overkonsolideringsgrad	
P_r	Relativ porøsitet	
p_0'	effektivt overlagringstrykk	
p_c'	effektivt forkonsolideringstrykk	
θ_u	hjelpevinkel	
r_s	tidsmotstandstall	
ρ_s	korndensitet	
σ	spenning	
S_r	metningsgrad	
S_t	sensitivitet	
T	konsolideringsgrad	
t_p	tid for primærkonsolidering	
τ	skjærspenning	
z	dybde	
V	volum	kornvolum

w	vanninnhold	
w_p	plastisitetsgrense	
w_l	flytegrense	

2.11 REFERANSELISTE

1. *NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 Eurokode 7*, *Geoteknisk prosjektering, Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver*. 2008, Standard Norge.

2. *NS-EN 14933:2007*, in *Varmeisolering og produkter til lette fyllinger til anleggsformål - Fabrikkframstilte produkter av ekspandert polystyren (EPS) - Krav*. 2007, Standard Norge: Oslo.

3. Statens vegvesen, *Laboratorieundersøkelser*, *Håndbok 014*. 2005, Vegdirektoratet: Oslo.

4. Statens vegvesen, *Feltundersøkelser - retningslinjer (CD-versjon tilgjengelig)*, *Håndbok 015*. . 1987 Revidert 1 1997, Vegdirektoratet: Oslo.

5. Statens vegvesen, *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, *Håndbok 274*. 2008, Vegdirektoratet: Oslo.

6. Statens vegvesen, *Geotekniske felthåndbok*, *Håndbok 280*. 2009, Vegdirektoratet: Oslo.

8. Aas, G., *Geotekniske dimensjoneringsparametre for stabilitetsberegninger i leire*, *Eksempler på utvelgelse av karakteristiske skjærstyrkeverdier for aktuelle prosjekter. Rapport nr. 59000-14*. 1983, Norges Geotekniske Institutt.: Oslo.

7. Berre, T., Bjerrum, L., *Shear Strength of Normally Consolidated Clay. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 8*. 1973. Moskva 1973.

9. Berre, T., *Bruk av treaksial- og direkte skjærforsøk til løsning av geotekniske problemer*, *Bidrag til Nordisk Geoteknikermøte, København1975. Publikasjon nr. 110.* 1976, Norges Geotekniske Institutt.: Oslo.

10. Berre, T., *Triaxial testing at the Norwegian Geotechnical Institute*. 1979, Publikasjon Nr.134: Norwegian Geotechnical Institute. 49 bl.

11. Braaten, A., *En sammenligning mellom resultater oppnådd med trinnvis odometer og med kontinuerlig odometer*, *Prosjektoppgave*. 1987, Institutt for geologi, Universitetet i Oslo: Oslo.

12. Braaten, A., *Forbelastningstrykk anslått ved kvartærgeologiske og geotekniske metoder i forhold til ødometerforsøk*. 1989, Institutt for geologi, Universitetet i Oslo: Oslo. p. 102 s.

13. Braaten, A., *Kontinuerlige ødometerforsøk - utførelse og tolkning.*, *Intern rapport nr. 1514*. 1991, Veglaboratoriet.: Oslo. p. 33.

14. Braaten, A., *Ødometerforsøk - en vurdering av erfaringsdata*, *Intern rapport nr. 1507*. 1991, Veglaboratoriet: Oslo. p. 33.

15. Brooker, E.W., Ireland H.O., *Earth pressure at rest related to stress history.* Canadian Geotechnical Journal, 1965. Volume II: p. p 1-15.

16. BYGG, *Handbok før hus-, veg- och vattenbyggnad.*, *Tredje opplag.* 1959, AB Byggmestarens førlag: Stockholm.

17. Dolva, B., *Treaksialforsøk - 4 hovedtyper*, *Institutt for geologi*. 1989, Universitetet i Oslo: Oslo.

18. Flaate, K., *A statistical analysis of some methods for shear strength determination in soil mechanics*, *Meddelelse nr. 24*. 1965, Veglaboratoriet.

19. Janbu, N., *Shear strength and stability of soils*, *NGF-foredraget 1973*. 1973, Norsk Geoteknisk forening.

20. Janbu, N., BJjerrum, L.; Kjærnsli, B., *Vegledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver*, *Publikasjon nr. 16.* 1956, Norges Geotekniske Institutt.. Oslo.

21. Janbu, N., *Grunnlag i geoteknikk.* 1970, Tapir forlag.: Trondheim.

22. Karlsrud, K., *Stabilitetsanalyser av skråninger, skjæringer og fyllinger*, *Tolkning og fastlegging av jordartsparametere, Karakteristisk jordprofil, NGF-kurs, RICA Hell Hotell*. 2003, Norsk geoteknisk Forening.

23. Knutson, Å., *Spenningsstier , tolkningsnett for treaks*, *Intern rapport nr. 1261*. 1986, Veglaboratoriet: Oslo. p. 26.

24. Knutson, Å., *Bruk av Su og ADP-overslag til beregning av langtidsstabilitet*, *Intern rapport nr. 804.* 1978, Veglaboratoriet: Oslo. p. 21.

25. Knutson, Å., *Su eller treaks? Diskusjon omkring skjærfasthetsbegrepet. Eksempelsamling i geoteknikk*, *Intern rapport nr. 791*. 1978, Veglaboratoriet: Oslo.

26. Nouri, E.H., Sydsæter, Per., *Kalksementstabilisering av bløt og kvikk leire. Prosedyre for innblanding i laboratoriet*, *Intern rapport nr. 2117*. 1999, Veglaboratoriet.: Oslo.

27. Lunne, T., Berre, T., & Strandvik S., *Sample disturbance effects in soft low plasticity Norweagian clay*, *Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Almeida (ed.),* 1997, *Balkema*: *Rotterdam,*.

28. Oset, F., *Treaksialforsøk*, *Sk-kurs geoteknisk prosjektering, Oslo 1985. Intern rapport nr. 1263*. 1986, Veglaboratoriet: Oslo. p. 20.

29. Sandbækken, G., Berre, T., og Lacasse, S., *Oedometer testing at the Norwegian Geotechnical Institute*, *Special technical publication 892*. 1986, ASTM,. p. pp 329 – 353

30. Sandven, R., *Ødometerforsøk - en beskrivelse av utstyr, forsøksteknikk og tolkningsprosedyrer*, *Kurskompendium*. 1986, Norges tekniske høgskole, Institutt for geoteknikk: Trondheim.

31. Selnes, P.B., *Utførelse og tolking av ødometerforsøk*, *Intern rapport nr. 662*. 1975, Veglaboratoriet: Oslo. p. 15.

32. Senneset, K., *Anvendelse av enklere prosedyrer og fortolkningsmedtoder ved skjærfasthetbestemmelse i jord*, *Kursdagene ved NTH*. 1971, Norges Tekniske Høgskole: Trondheim.

33. Standard Norge, *NS-EN 14933:2007*, *Varmeisolering og produkter til lette fyllinger til anleggsformål - Fabrikkframstilte produkter av ekspandert polystyren (EPS) - Krav*. 2007: Oslo.

Kapittel 3

KVARTÆRGEOLOGI

3.1 INNLEDNING 3-2
3.2 SISTE ISTID 3-2
3.3 JORDARTER 3-6
3.4 OVERFLATEKJENNETEGN 3-7
3.5 KJENNETEGN I SKJÆRINGER 3-7
3.6 DE ENKELTE JORDARTENE 3-8
3.6.1 Morene 3-8
3.6.1.1 Morenen som byggegrunn 3-10
3.6.2 Breelvavsetninger (smeltevannsavsetninger, glasifluviale avsetninger) 3-10
3.6.2.1 Breelvavsetninger som er lett gjenkjennelige i terrenget 3-10
3.6.2.2 Bruken av breelvavsetninger 3-15
3.6.3 Hav- og fjordavsetninger (marine avsetninger) 3-16
3.6.3.1 Norske marine leirer 3-18
3.6.4 Strandavsetninger 3-23
3.6.4.1 Strandsonen som byggegrunn 3-24
3.6.5 Elve- og bekkeavsetninger 3-24
3.6.5.1 Elve- og bekkeavsetninger som byggegrunn 3-25
3.6.6 Ur-avsetninger 3-25
3.7 REFERANSELISTE 3-25

3.1 INNLEDNING

Kunnskap om kvartærgeologi generelt, og om slik kunnskap i forbindelse med grunnarbeider spesielt, er svært viktig og nyttig i geoteknisk sammenheng. Herunder planlegging, gjennomføring og vurdering av geotekniske undersøkelser, så vel som i en mer overordnet sammenheng.

Publiserte kvartærgeologiske kart med beskrivelser/veiledninger er tilgjengelig hos NGU (http://www.ngu.no/).

Etter mer enn 250 mill. år med stabilt og varmt klima på jorden, begynte temperaturen å synke kraftig for ca. 2,7 mill. år siden. I borprøver fra bunnen av Nordsjøen er det for perioden 2,7 til 0,9 mill år før nåtid funnet spor etter minst 50 klimasvingninger, mange av dem med små istider. Disse svingningene har hatt en varighet på fra ca. 20 000 til ca. 40 000 år. For ca. 0,9 mill. år siden ble klimasvingningene mye større, og dette ble særlig markant for ca. 0,6 mill. år siden. Da begynte de store istidene som kom med ca. 100 000 års mellomrom. De siste ca. 3 mill. årene av jordens historie er derfor skilt ut som en egen geologisk tidsperiode: Kvartærtiden.

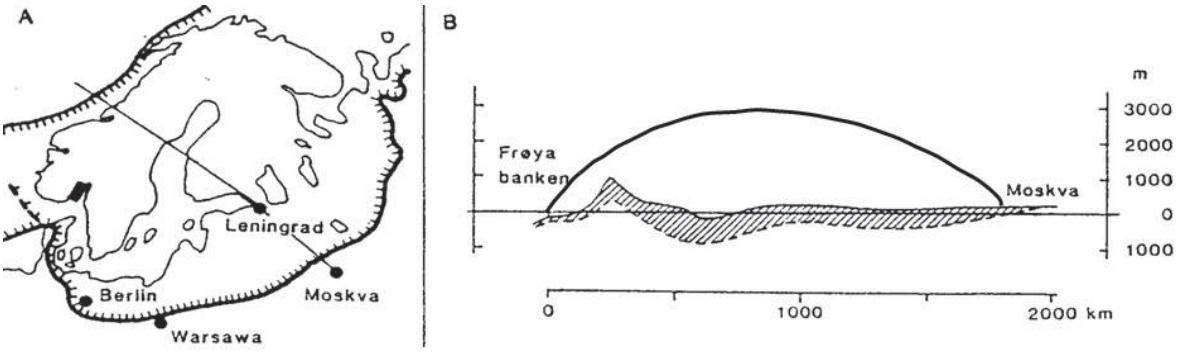
Det er funnet spor etter minst 5 store istider og mellomistider (varmtider) fra de siste 0,6 mill. årene i Nord-Europa..Alle startet de med at det ble dannet breer i fjellene i Norge/Sverige. Herfra beveget breene seg utover i alle retninger, og vokste etter hvert sammen til en innlandsis som i syd nådde langt inn i Tyskland og Polen og i øst inn i Russland. I vest og nord finner vi spor etter isens utbredelse som markerte morenerygger både på kontinentalsokkelen og i Nordsjøen (figur 3.2). Samtidig med istidene i Europa var det istider i Asia og Nord-Amerika på den nordlige halvkule, og bl.a. i Syd-Amerika og på New Zealand på den sydlige.

Fordi alle nedisningene i Nord-Europa startet i høyfjellet i Norge/Sverige, har breerosjonen vært størst der. I disse områdene finnes det derfor bare små og spredte forekomster av løsmasser som er eldre enn siste istid, og de ligger under avsetningene fra siste istid.

Istidene er skilt fra hverandre av varme perioder, da isen smeltet helt bort. Funn fra Skandinavia viser at klima og vegetasjon i siste interglasialtid, ca. 130 000 til ca. 110 000 år før nåtid, var omtrent som i dag eller litt varmere.

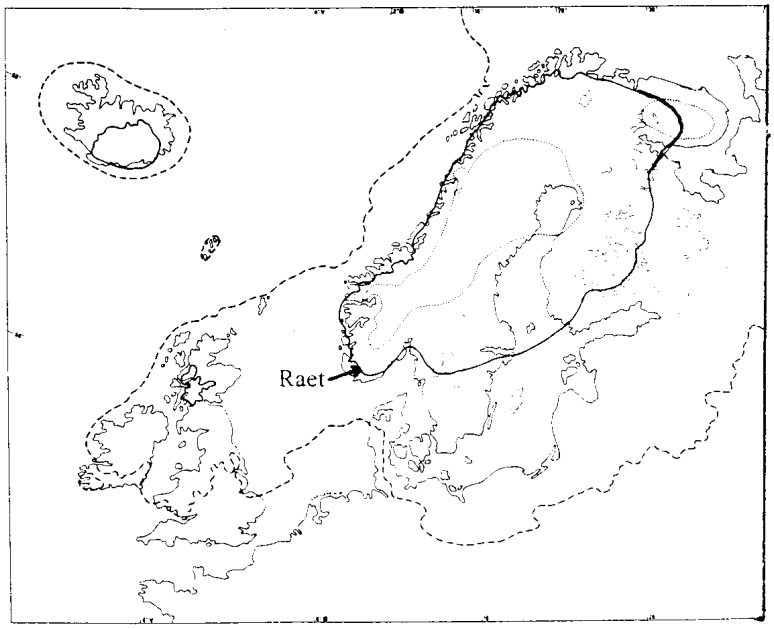
3.2 SISTE ISTID

Ved begynnelsen av siste istid for ca. 110 000 år siden ble det raskt kaldere over hele kloden. I Skandinavia sank årsmiddeltemperaturen med totalt 12-15 ^{0}C, og det ble dannet breer i høyfjellet som etter hvert vokste sammen til en innlandsis. I siste istid hadde isen sin største utbredelse for ca. 20 000 år siden, da var istykkelsen over Bottenviken nesten 3 km (figur 3.1).



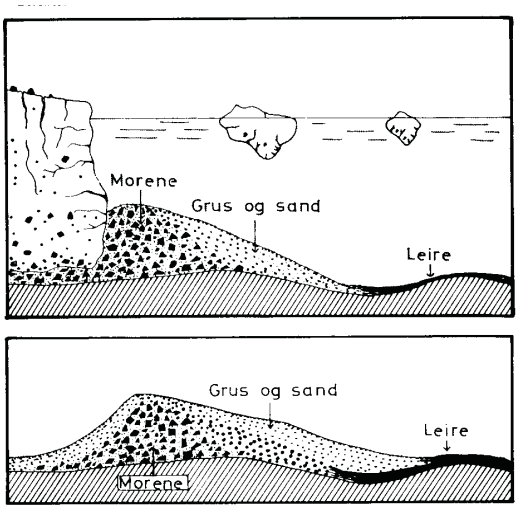
Figur 3.1 Oversiktskart og profil gjennom isdekket over Nord-Europa ved siste istids maksimum. Profilet viser at istykkelsen var størst over Bottenviken, og at den avtok ut mot kantene. (Jørgensen 1997, Ref.10)

For ca. 18 000 år siden begynte klimaet gradvis å bedre seg, og isen begynte å smelte og trekke seg tilbake. Korte klimaforverringer førte imidlertid til flere stopp og små brefremstøt underveis, og hver gang ble det avsatt materiale, såkalte brerandavsetninger, langs brefronten. Under et lengre stopp for ca. 10 500 år siden ble Raet ble dannet (figur 3.2). Raet er en slik brerandavsetning som ble bygget opp langs brefronten både av en ”bulldoozer”-effekt der breen rykket frem, og fordi smeltevann la igjen materiale (grus og sand) der brefronten lå stille.



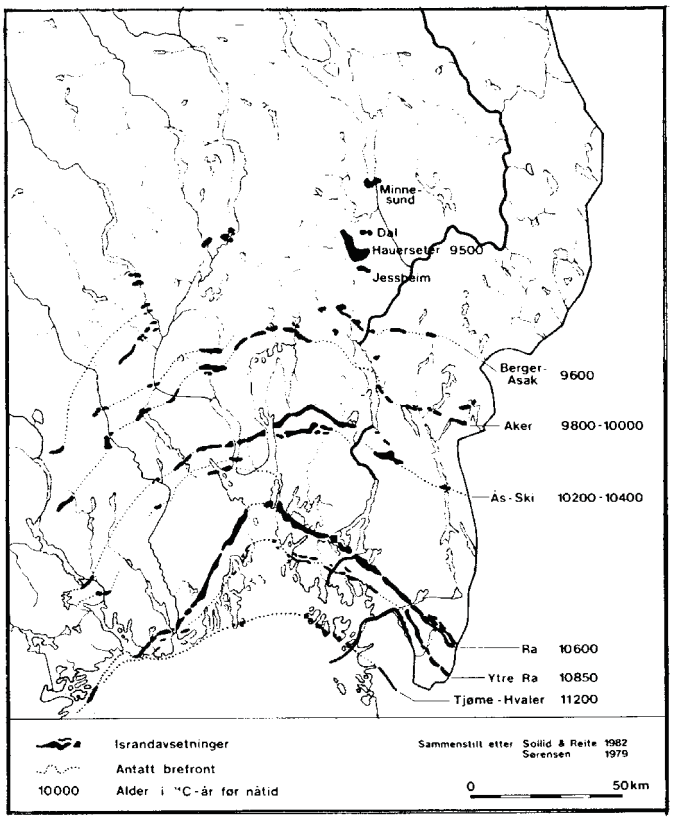
Figur 3. 2 Isens utbredelse for ca. 20 000 år siden (- - - -) under siste istids maksimum og i Ratid (——) for ca. 10 500 år siden. (Kristiansen & Sollid 1983, litt modifisert, Ref. 13)

På lange strekninger lå brefronten i havet da dette skjedde, der ble Raet bygget opp under vann. Landhevningen som fulgte da isen smeltet, brakte deler av denne undervannsryggen opp over havnivået. Disse delene ble da liggende en tid i strandsonen, der de ble jevnet ut av bølgene som vasket grus og sand fra ryggen ut over leira på sjøbunnen (figur 3.3). Det samme skjedde også med andre eldre og yngre morenerygger som var avsatt under vann.

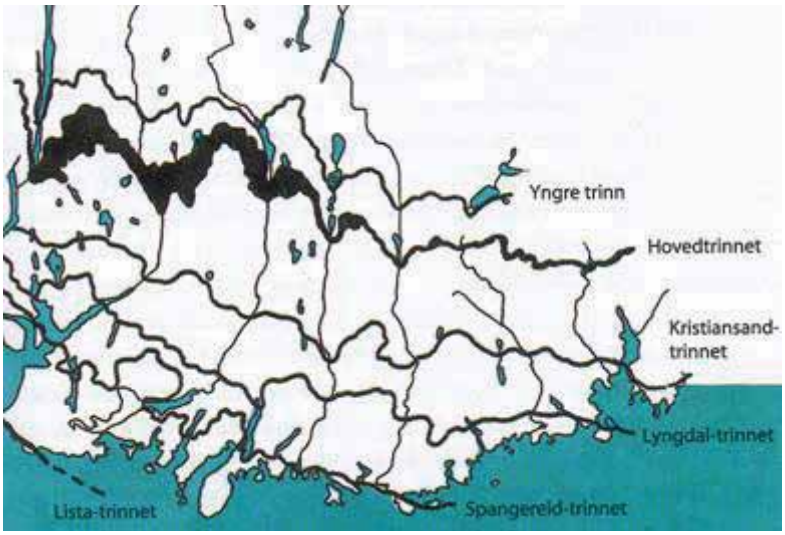


Figur 3.3: *Øverst: Raet under dannelse der iskanten lå i havet. Isen skyver sammen en rygg av løsmateriale på sjøbunnen, samtidig som smeltevann avsetter grus, sand og leire. Nederst: Landhevningen løfter Raryggen opp til havnivå der den jevnes ut av bølgene. (Østerås 1974, Ref. 22)*

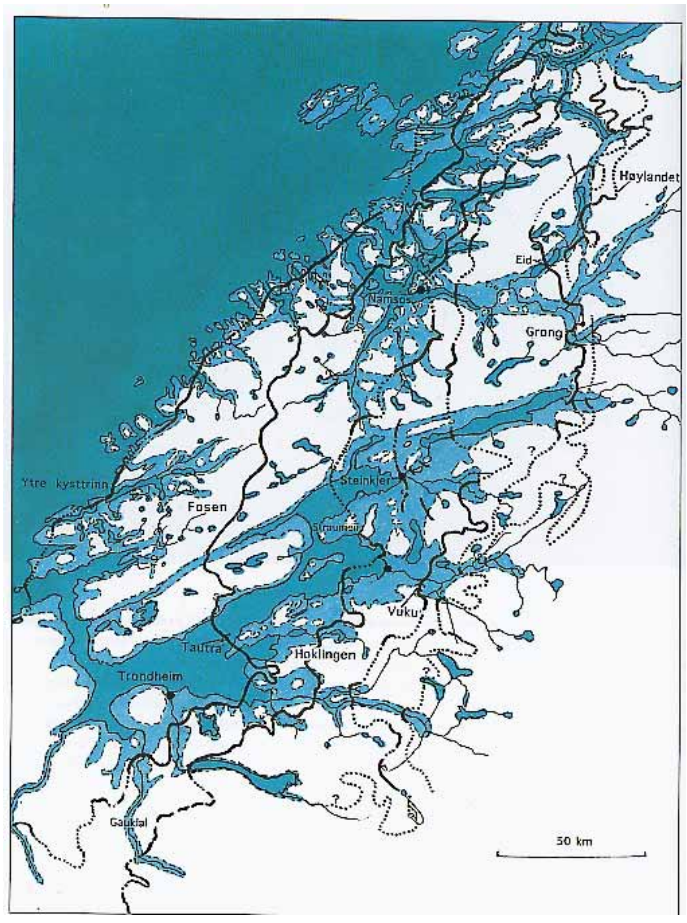
Avsmeltingen fortsatte etter Ra-tid, men kalde perioder førte fortsatt til korte stopp i isens tilbaketrekning. Alle stoppene er markert av brerandavsetninger. Fra kysten og innover i landet finnes det derfor stadig yngre avsetninger som representerer kortere og lengre stopp i isens tilbaketrekning. Figur 3.4a-d viser dette for Oslofjord-området, Sørlandet, Trøndelag og Finnmark.



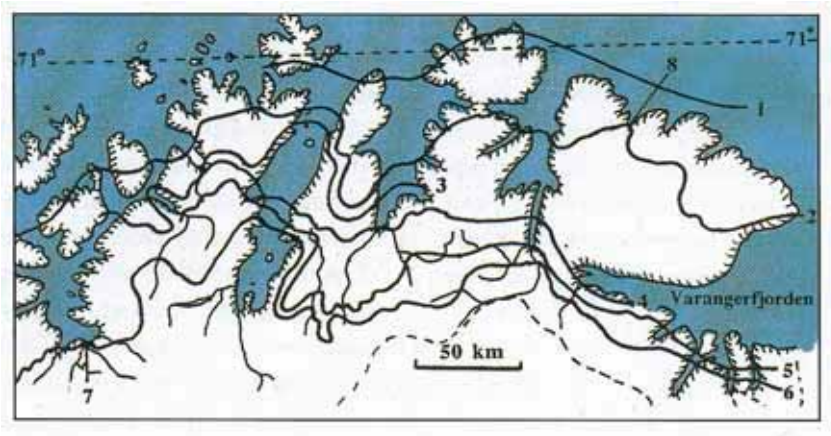
Figur 3.4a Brerandtrinn ved Oslofjorden og på Romerike.(Sollid & Kristiansen 1983, Ref. 13)



Figur 3.4b Brerandtrinn på Sørlandet. Hovedtrinnet tilsvarer Raet (Andersen 2000, Ref. 5)



Figur 3.4c Brerandtrinn i Trøndelag. Trinnet som går over Tautra i Trondheimsfjorden tilsvarer Raet. (Andersen 2000, Ref. 5).



Figur 3.4d Brerandtrinn i Finnmark. Trinnet som går gjennom Alta (7) tilsvarer Raet (6). (Andersen 2000, Ref. 5).

Da isen smeltet, grov smeltevannet i og transporterte med seg noe av det breavsatte materialet, som dermed ble vasket, sortert og avsatt som grus og sand i bunnen av dalene. En stor del av de fineste fraksjonene (silt og leire) ble ført ut i fjordene og havet, der de ble avsatt på sjøbunnen. Landhevningen som fulgte av at isen smeltet, hevet store områder som var dekket av slike finkornige havavsetninger opp over havnivå.

Etter istiden har elver og bekker gravd i de eldre avsetningene, transportert med seg materiale og avsatt det på nytt. Til sammen har de eroderende og akkumulerende prosessene under og etter istiden dannet de fleste jordartene våre.

3.3 JORDARTER

De forskjellige jordartene er dannet ved at bl.a. breer, vann, vind og skred har brutt løs, transportert med seg og knust ned materiale fra eldre løsmasser og berg. Fordi de er dannet på forskjellige måter, er de ulike både i sammensetning og utseende. For å kunne skille dem fra hverandre brukes det et klassifiseringssystem med navn som sier mest mulig om hvordan de er dannet (Østerås 1974):

- Morene: avsatt av breer.
- Glasifluviale avsetninger: avsatt av smeltevann.
- Fluviale avsetninger: avsatt av elver og bekker.
- Bresjøavsetninger: avsatt i bredemte sjøer.
- Lakustrine avsetninger: avsatt i innsjøer.
- Marine avsetninger: avsatt i saltvann i havet.
- Eoliske avsetninger: avsatt av vind.
- Skredavsetninger.
- Forvitringsjord.: omdannet etter avsetning.

Kombinerer vi dannelsesmåte og kornstørrelser får vi beskrevet avsetningene tilfredsstillende for de fleste formål. F.eks.:

- glasifluvial, grusig sand;
- blokkrik, grusig morene, osv.

Når vi skal avgjøre hvilken jordart det er vi har foran oss, må vi se etter en del kjennetegn som kan deles inn i de to hovedgruppene:

Overflatekjennetegn/topografi – viser til jordartenes overflateform
Kjennetegn i skjæringer/stratigrafi – viser til jordartenes indre struktur/utseende

3.4 OVERFLATEKJENNETEGN

De forskjellige jordartene har karakteristiske overflateformer som henger nært sammen med dannelsesmåten. Disse formene kan derfor benyttes som relativt sikre indikasjoner ved identifisering av jordartene.

F.eks. har grus og sand som er avsatt av smeltevannselver ofte en rygg- eller terrasseform (figur 3.5a og b). Marine silt- og leiravsetninger har vanligvis en jevn overflate som er gjennomsatt av elve- og bekkeraviner (figur 3.22), det samme gjelder bresjøavsetninger av finsand og silt. De fleste andre jordartene har også typiske overflateformer som gjør det mulig å identifisere dem i terrenget.

Figur 3.5a Ryggformet grusavsetning.

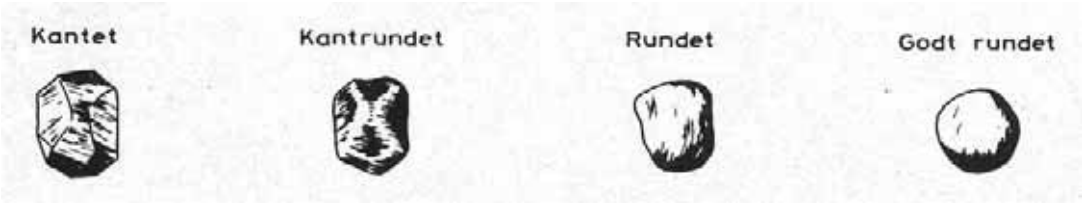
Figur 3.5b Terrasseformet grusavsetning.

3.5 KJENNETEGN I SKJÆRINGER

Jordartenes indre oppbygning og utseende kan studeres i skjæringer. Viktige kjennetegn er korngradering, lagdeling og steinkornenes avrunding.

At en jordart er sortert og lagdelt betyr at den er transportert og avsatt i vann. En elvs evne til å transportere materiale er avhengig av strømningshastighet og vannmengde. Strømnings-hastigheten bestemmer størrelsen på det materialet som løsgjøres, transporteres og avsettes. Vannmengden bestemmer hvor mye materiale som kan transporteres pr. tidsenhet. Variasjoner i kornstørrelse skyldes derfor variasjoner i strømningshastighet, og synliggjøres som lagdeling i de vannavsatte avsetningene. Dersom en jordart mangler sortering og lagdeling har transportmediet vært et annet enn vann, f.eks. en bre.

Steinkornenes avrunding (figur3.6) sier også noe om dannelsesmåten. Rundete og godt rundete korn betyr vanntransport, med bedre avrunding jo lenger transporten har vært. Kantrundete korn er typisk for bretransportert materiale, mens kantede korn er typisk for korttransport materiale i avsetninger fra bergskred og steinsprang.



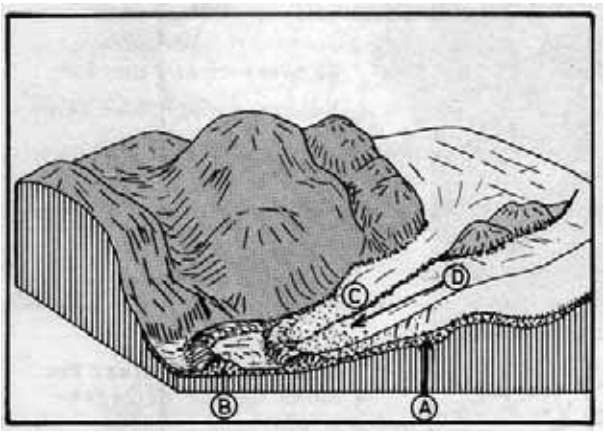
Figur 3.6 Rundethetsklasser (Østerås 1974, Ref. 22).

Vegetasjonsbildet er knyttet nær opp til jordartenes korngradering, dvs. til deres evne til å holde på fuktighet. En finkornet og tett avsetning av morene eller marin leire og silt holder godt på fuktigheten. Her finner vi vegetasjon med gruntliggende røtter, for eksempel gran- og løvskog, busker og gress. En godt drenerende smeltevannsavsatt grus tørker raskt, her finner vi vegetasjon med dyptgående røtter (furu) eller som klarer seg med lite vann (lav). Vegetasjonsbildet kan derfor gi nyttige tips om kornfordelingen der det mangler skjæringer.

3.6 DE ENKELTE JORDARTENE

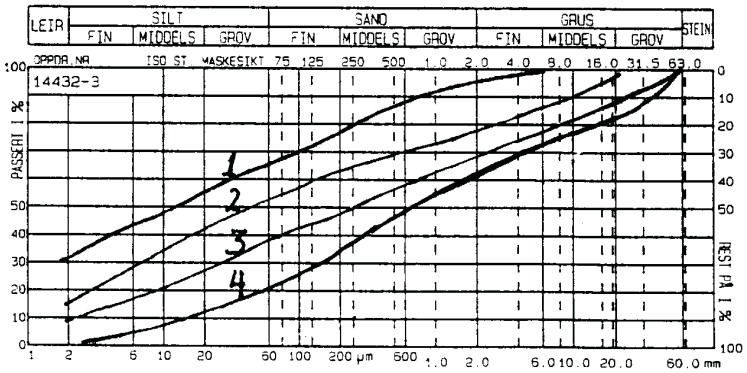
3.6.1 Morene

Morene er løsmateriale som er avsatt direkte av breen. Areal- og volummessig er dette den vanligste jordarten vår. Senere påvirkning av rennende vann, vind, bølger og skred har omdannet deler av morenen til de fleste andre jordartene våre.



Figur 3.7 Profil gjennom en bre med angivelse av morenetyper: (A) bunnmorene, (B) endemorene, (C) sidemorene, (D) utsmeltingsmorene. (Østerås 1974, litt modifisert, Ref. 22)

Bunnmorene er materiale som breen plukket opp og dro med seg langs bunnen, der det virket som et grovt sandpapir på underlaget og løsgjorde mer materiale(figur 3.7)**.** Under transporten ble materialet knust ned, slik at det etter hvert kom til å bestå av alle fraksjoner fra blokk til leire (figur 3.8). På grunn av trykket fra isen er bunnmorenen ofte svært hardpakket.



Figur 3.8 Siktekurver i bunnmorene. 1: Moreneleire, breen har beveget seg over marine, finstoffrike avsetninger. 2: Morene av svake, glimmerrike bergarter (fyllitt og glimmerskifer). 3: Morene av harde gneisbergarter. 4: Morene av hovedsakelig granitt.

Bunnmorenens innhold av blokk og finfraksjoner er i stor grad bestemt av de bergartene som 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 mye finfraksjoner. Bunnmorenens sammensetning er også avhengig av de løsmassene breen beveget seg over. Der den gled frem over marin leire og silt, ble bunnmorenen meget finstoffrik (moreneleire).
Bunnmorenens overflateform varierer fra jevnt bølgende flater med tett vegetasjon på grunn av høyt finstoffinnhold og fuktighet, til mer uryddig og hauget terreng med hyppig variasjon i fuktighetsgrad og vegetasjonsbilde.

Bunnmorene finnes som et mer eller mindre sammenhengende dekke i de områdene som har vært dekket av breer både på land, på bunnen av fjorder og på kontinentalsokkelen. Tykkelsen varierer fra nær null til flere titalls meter. Da løsavsetninger eldre enn siste istid er relativt sjeldne i Norge, ligger bunnmorenen ofte direkte på fjell. Den kan være dekket av yngre jordarter som marin leire og silt, strandavsetninger, smeltevanns- og elvegrus, myr, skredmasser, osv.

Endemorener er ryggformede avsetninger som er bygget opp langs brefronten på tvers av dalene (figur 3.7). De er dannet enten ved at breen har skjøvet opp materiale langs fronten, eller ved at utsmeltet materiale har glidd og rullet ned fra breen og dannet en rygg langs denne. I skjæringer skiller endemorenen seg lite fra bunnmorenen i utseende og sammensetning.

Sidemorener er ryggformer av bunnmorenemateriale som er skjøvet opp langs breens sider. De finnes derfor i dalsidene, og har et fall nedover langs dalen som tilsvarer breoverflatens helning (figur 3.7). Smeltevannet som rant langs brekanten har stedvis bearbeidet sidemorenen, som derfor kan inneholde partier med sortert og lagdelt grus og sand.

Utsmeltingsmorene (ablasjonsmorene) er materiale som er transportert i og på breen (figur 3.7). Når breen smeltet ble det liggende igjen som et blokkrikt, ofte finstoffattig og løst pakket materiale på breens underlag, vanligvis bunnmorene, smeltevannsavsetninger eller fjell. Denne morenetypen har gjerne en uryddig og haugete overflate, ofte med tett vegetasjon i forsenkningene der dybden til finstoffrik og fuktig bunnmorene er minst.

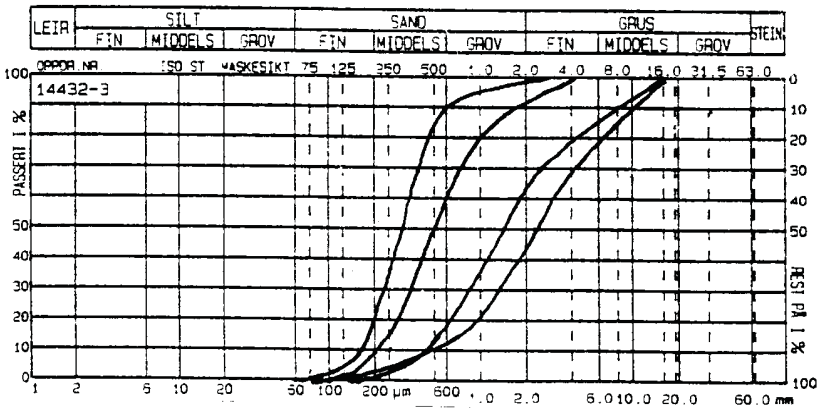
3.6.1.1 Morenen som byggegrunn

De forskjellige morenetypene er gjerne uproblematiske som byggegrunn. Gravbarheten er ofte god, mens spuntbarheten varierer med blokkinnholdet. Et høyt finstoffinnhold gjør morenen tett og telefarlig, med behov for god drenering i byggegroper. I jordfuktig tilstand vil skjæringer i finstoffrik og hardpakket bunnmorene kunne stå tilnærmet vertikalt en tid om de erosjonssikres. I oppbløtt tilstand ved kraftig nedbør og/eller snøsmelting, vil et høyt innhold av finfraksjoner kunne gi redusert skjærfasthet med fare for utrasninger i bratt terreng.

Der breen rykket frem over finkornige hav- og fjordavsetninger ble bunn- og endemorenen blandet opp med leire og silt. Under marin grense kan det derfor finnes partier med sensitiv leire i slike avsetninger.

3.6.2 Breelvavsetninger (smeltevannsavsetninger, glasifluviale avsetninger)

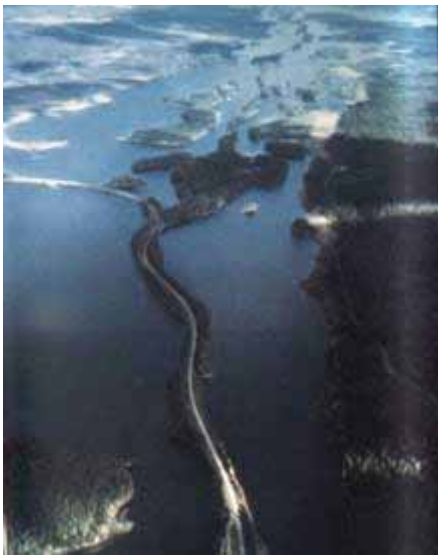
Mot slutten av istiden smeltet breene så raskt at istykkelsen ble redusert med flere meter i året. Dette frigjorde store mengder smeltevann som grov i løsmassene og transporterte med seg mye materiale. Når vannhastigheten avtok ble materialet avsatt igjen. Dette skjedde både i kontakt med breene og i dalbunnen nedenfor breene. Mye av de fineste fraksjonene ble ført helt ut i fjordene og havet, og mangler derfor ofte i breelvmaterialet på land (figur 3.9).



Figur 3.9 Siktekurver i breelvmateriale.

3.6.2.1 Breelvavsetninger som er lett gjenkjennelige i terrenget

Grusåser (geiterygger, eskere) er lange og slingrende rygger som er bygget opp av sand, grus og stein (figur 3.10). Materialet i ryggene er avsatt av breelver i tunneler under eller i sprekker på breen. På grunn av vanntransporten er materialet sortert og ofte lagdelt med rundete steinkorn. Tunnelene fungerte som kommuniserende rør, som også transporterte materiale i motbakke. De fleste grusåsene ligger i bunnen av dalene der lengden varierer fra noen hundre meter til flere km. Bredde og høyde varierer fra noen få til mer enn 20 meter. De er en viktig grusressurs mange steder i landet.



Figur 3.10 Grusås (esker) i Finland (finsk prospektkort)

Dalfyllinger (breelvsletter, sandur) er grussletter som er bygget opp av materiale som breelvene avsatte i dalbunnen nedenfor breen (figur 3.11). Materialet er grovest nærmest breen og blir gradvis finere i nedstrøms retning. Det har en tydelig lagdeling. Etter istiden har elver og bekker gravd i og fjernet mye materiale fra disse avsetningene. Restene finnes som terrasseformede avsetninger i dalsidene (figur 3.5 b). De er en viktig grusressurs mange steder i landet.

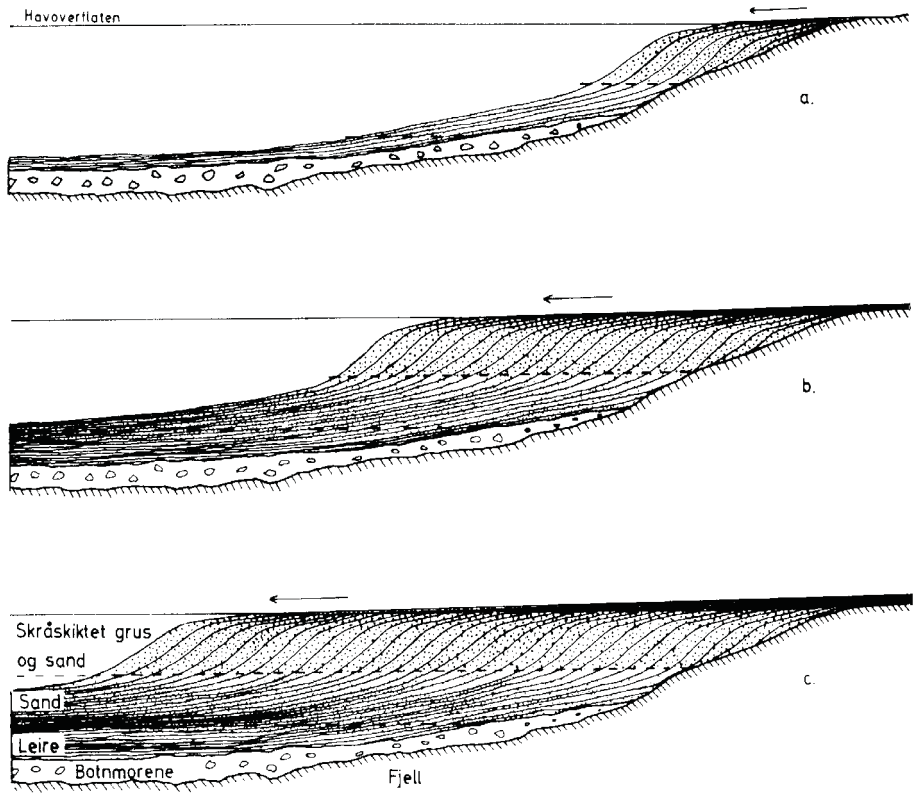
Figur 3.11 Dalfylling (sandur) ved Fåbergstølsgrandane i Jostedalen. (Thoresen 1997, Ref. 19).

Deltaavsetninger: Strømningshastigheten avtok brått der breelvene munnet ut i stillestående vann i innsjøer og fjorder. Da skjedde det en sortering ved at det groveste materialet som stein og grus ble avsatt umiddelbart, dvs. i elvemunningen, mens gradvis finere kornstørrelser ble

avsatt utover på sjøbunnen. På denne måten ble det bygget opp deltaer med horisontale topplag av mest stein og grus, derunder skrålag av grus og sand som heller ut fra land (figur 3.12a-c).

En partikkel med korndiameter 0,1 mm (sand) har en fallhastighet på ca. 20 m/time i stille vann, og blir derfor bunnfelt raskt. En partikkel med korndiameter < 0,002 (leire) har en fallhastighet som er mindre enn 10 mm/time i stille vann. For leirpartikler er det derfor nødvendig med lang oppholdstid og lite turbulens om de skal bli bunnfelt. I praksis betyr dette at leire kun kan bli bunnfelt i store innsjøer og i havet.

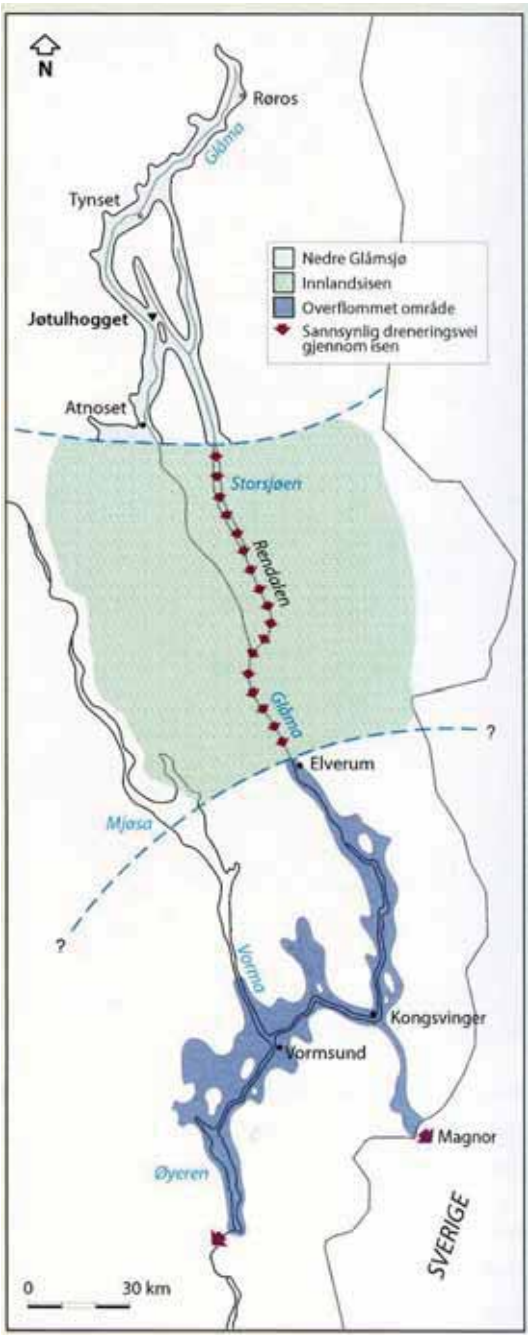
I saltvann flokkulerte leirpartiklene ut og sank raskt til bunns. Sand-/gruslagene i deltaer som ble avsatt i havet la seg derfor etter hvert ut over tykke lag av leire og silt (figur 3.12). I ferskvann holdt leirpartiklene seg svevende, og ble for en stor del transportert videre ut i havet. I bunnen av ferskvannsdeltaer finner vi derfor finsand og silt med et ubetydelig innhold av leire.



Figur 3.12 Tre stadier i oppbygningen av et marint delta (saltvannsdelta). Figuren viser bl.a. hvordan deltaet bygger seg ut over eldre bunnlag av leire og silt. (Jøsang 1963, Ref. 12).

Bresjøavsetninger: I innlandet smeltet de høyeste fjellpartiene fri mens lavereliggende områder fremdeles var isdekket. Dette førte til at det ble demmet opp store innsjøer mellom den smeltende isen og vannskillet. Langs hovedvannskillet i Norge og Sverige lå det en serie slike bredemte sjøer fra Hedmark i syd til Finnmark i nord (figur 3.15). I Norge dekket en slik sjø deler av Nord-Østerdalen og Rendalen-Tyldal (figur 3.13). Den hadde avløp mot nord gjennom Rugeldalen ved Røros. I en periode hang denne sjøen også sammen med Femund-bassenget

(Holmsen 1915, Ref. 9). En annen slik sjø var demmet opp i Nord-Gudbrandsdalen, med avløp mot vest forbi Lesja.



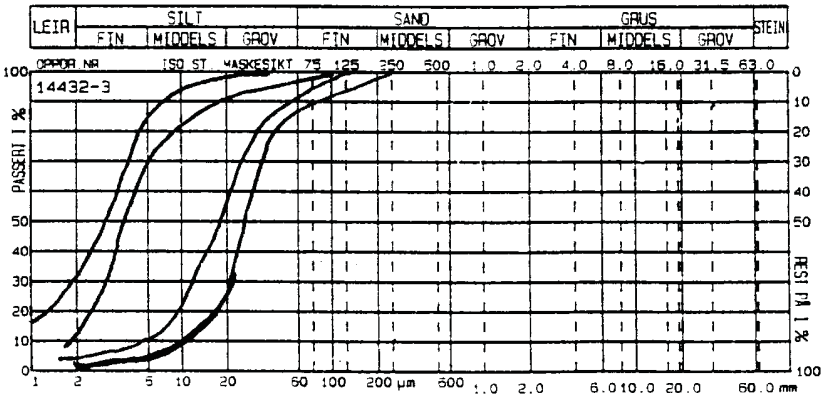
Figur 3.13 Utbredelsen av innlandsisen og oversvømmet område på Romerike og i Glåmdalen ved tapningen av den bredemte sjøen i Nord-Østerdalen – Rendalen. (Landet Blir Til. 2006. Norsk Geologisk Forening, Ref. 17)

Isen som demmet opp vannet i Rendalen ble etter hvert så tynn at den fløt opp, dermed kunne vannet renne under isen sydover gjennom Rendalen og Østerdalen (figur 3.13). Det kom frem igjen nord for Elverum, der Glomma fikk en vannføring som er beregnet til 180 000 m^3/sek (Longva 1987, Ref. 14). Dette ga en vannstand ved Elverum som var 60-70 m høyere enn dagens normalvannstand. (Til sammenligning var Glommas vannføring ved Elverum 3 500 m^3/sek. under flommen i 1995).

Da flommen nådde Romerike som var en fjord den gangen for ca. 8500 år siden, steg vannet der med 35 m. Dette er vist ved kartlegging av et flomlag av sand og silt (Romeriksmjele) som ble avsatt på bunnen av fjorden (Longva 1987, Ref. 14).
Mens dette skjedde var isdemningen fremdeles intakt i Østerdalen, og det begynte å renne vann derfra over til Rendalen gjennom et passpunkt ved Barkald. Dette passpunktet lå i en svakhetssone i fjellet, og her ble Jutulhogget gravd ut av vannet. Til å begynne med skjedde dette langsomt, dvs. over flere år. Men da vannet etter hvert fikk "godt tak" i det dårlige fjellet i svakhetssonen skjedde tapningen raskt, og Jutulhogget ble trolig gravd ut i løpet av noen dager. Massene fra Jutulhogget ble spylt med stor kraft ut i Rendalen, der de nå ligger som en stor, blokkrik avsetning tvers over dalen. Tapningen av de bredemte sjøene skjedde omtrent samtidig for ca. 8 500 år siden, og dette regnes som avslutningen på istiden.

På bunnen av de bredemte sjøene ble det avsatt finsand og silt (figur 3.14a og b), som ble liggende igjen som en jevn flate da sjøene forsvant. Senere har elver og bekker gravd i og fjernet mye av dette materialet, og avsetningene fremstår i dag som et landskap av rygger og bekkedaler (raviner).

Figur 3.14a Bresjøavsetning ved Tynset med mørke lag av finsilt og leire (f. eks. vinterlag) og lyse lag av silt og finsand (f.eks. sommerlag). Målestokk: fyrstikkeske. (Andersen m. fl. 1969, Ref. 3).



Figur 3.14b Siktekurver fra mørke lag av finsilt og leire og lyse lag av silt og finsand. (Andersen m. fl. 1969, Ref. 3) (se også figur 3.14a)

Lagdelingen i bresjøavsetningene skyldes varierende strømningshastighet og vannføring i smeltevannselvene pga. temperaturvariasjoner. Varmt vær ga kraftig bresmelting med stor vannføring og -hastighet, mens kaldt vær ga liten vannføring og -hastighet. De mørke lagene angir derfor kaldt vær med tilførsel av finsilt/leire til bresjøene (vinterlag), de lyse viser til varmt vær med tilførsel av silt og sand (sommerlag).

3.6.2.2 Bruken av breelvavsetninger

Breelvavsetningene er yngre enn bunnmorenen, og ligger derfor på denne eller på fjell. De er vanligvis velgraderte og godt drenerende, dvs. ikke telefarlige, har god bæreevne og er vanligvis godt grav- og spuntbare. Borbarheten er også god, men ved opptak av prøver må det benyttes foringsrør for å hindre sammenrasing av hullet. I tillegg til å være velegnet som byggegrunn er smeltevannsavsetningene også godt egnet for bl.a. følgende bruksområder:

- Som ressurs for byggevirksomhet, for eksempel til betong- og vegformål.
- De er ofte velegnet til uttak av grunnvann.
- Noen ønskes vernet som dokumentasjon av spesielle kvartære landskapsformer

Grusåser som er avsatt under marin grense kan være dekket av marin leire. Grunnvannet i disse er godt beskyttet mot forurensning på grunn av leiroverdekningen, og kan derfor være godt egnet som drikkevannskilder. De marine leirene inneholder imidlertid salter som kan vaskes ut i grunnvannet og gjøre det uegnet som drikkevann, samtidig som leira rundt grusåsene blir kvikk på grunn av utvaskingen. Slike begravde grunnvannsforekomster må vanligvis påvises med boringer.

Marint avsatte deltaer ligger ofte helt eller delvis på ustabile lag av leire og silt. For planlagte veganlegg på eller inntil slike forekomster bør det utføres grunnboringer, først og fremst langs deltaets nedre kant. Leirlag som påvises der, fortsetter vanligvis inn under forekomstene.

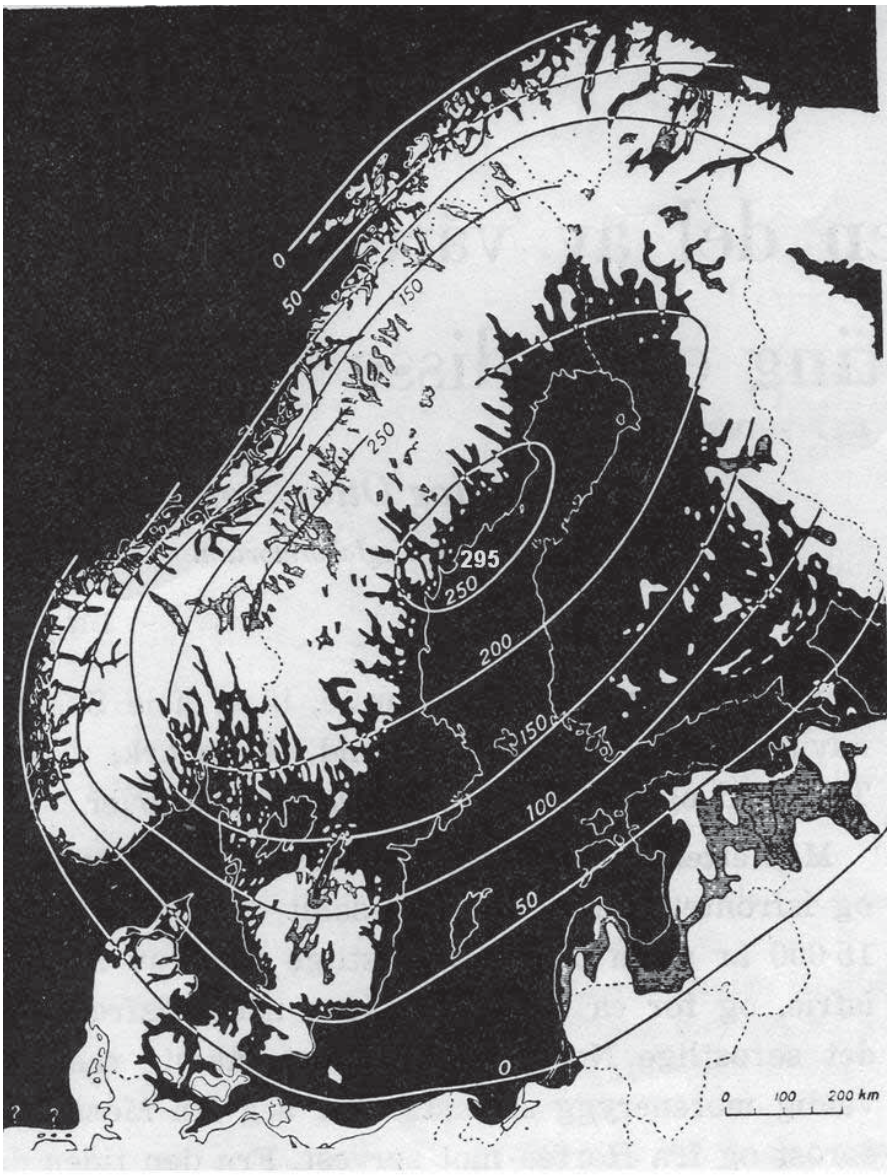
Borbarheten er god i bresjøavsetningene, som også har god grav- og spuntbarhet. De er imidlertid problematiske hva angår telefarlighet, erosjonsegenskaper og sensitivitet i oppbløtt tilstand. Vegbygging i slike avsetninger krever derfor tiltak som erosjonssikring av skjæringer og god drenering og/eller frostsikring av overbygningen.

3.6.3 Hav- og fjordavsetninger (marine avsetninger)

Under maksimum av siste istid var store deler av Nord-Europa dekket av is som hadde sin største tykkelse på ca 2-3 km over Bottenviken, figur 3.1. Istyngden på opp mot 30 000 kN/m^2 presset jordskorpen ned, men den hevet seg igjen da isen smeltet. Landhevingen gikk raskt til å begynne med, 10-12 cm pr. år ved Oslo, men avtok etter hvert. Den pågår fremdeles men er i dag lite merkbar langs norskekysten. Bevegelser i jordskorpen på grunn av varierende belastning på overflaten kalles **isostatiske bevegelser**.

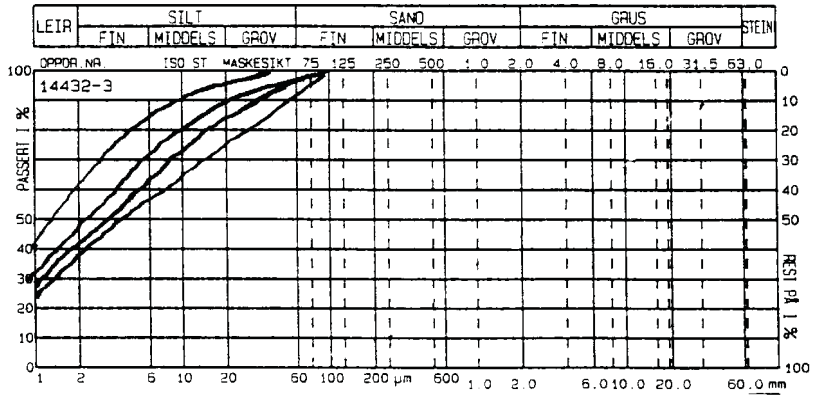
Det var bundet opp store mengder vann i innlandsisen, dette stammet fra fordampning av verdenshavene. Havnivået sank derfor etter hvert som istykkelsen bygget seg opp. Da isen smeltet steg havet igjen til det nådde dagens nivå. Nivåforandringer i havet som skyldes klimavariasjoner kalles **eustatiske bevegelser.**

De iso- og eustatiske bevegelsene overskygget hverandre fordi de foregikk samtidig. Vi har derfor ikke noe nullpunkt å måle dem ut fra. I stedet måler vi hvor mye større den ene var i forhold til den andre. I Norge har landhevningen vært størst, derfor finner vi havavsatt materiale over dagens havnivå langs hele kysten. Målinger viser også at landhevningen har variert fra sted til sted. Den var størst innerst i fjordene der isen var tykkest, minst ytterst der den var tynnest. Det høyeste nivået havet har nådd opp til i et område, kalles **marin grense (MG)** for dette området. For eksempel er MG ca. 30 m.o.h. ytterst og ca. 120 m.o.h. innerst i Hardangerfjorden, ca. 120 m.o.h. ytterst og ca. 180 m.o.h. innerst i Trondheimsfjorden og ca. 20 m.o.h. ytterst og 80 m.o.h. innerst i Porsangerfjorden. Lavest er MG på Lista og Jæren med ca. 5-10 m.o.h, høyest ved Oslo med ca. 220 m.o.h. (figur 3.15).



Figur 3.15 Med svart er angitt de områder i Norden som lå under havnivå mot slutten av siste istid for ca. 9 000 år siden. Figuren viser også beliggenheten av de store, bredemte sjøene langs vannskillet i Norge og Sverige. Linjene på kartet kalles isobaser, som viser hvor stor landhevningen har vært på de forskjellige stedene etter istiden. (Magnusson m. fl. 1957, Ref. 15).

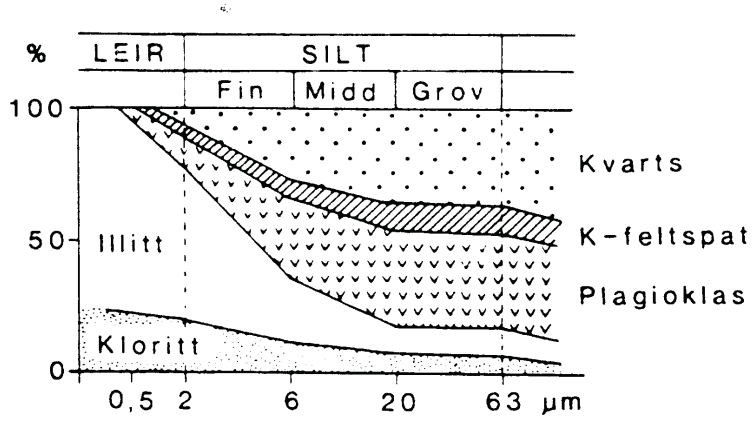
Da isen smeltet transporterte smeltevannet store mengder silt og leire ut i fjordene og havet (figur 3.16), der de ble avsatt over fjell og eldre løsmasser på sjøbunnen. Disse avsetningene kan ha stor mektighet, for eksempel har akustiske målinger påvist mer enn 700 m tykke lag med silt og leire noen steder i Trondheimsfjorden.



Figur 3.16 Siktekurver i hav- og fjordavsetninger.

3.6.3.1 Norske marine leirer

Mineralogiske og kjemiske sammensetning (Jørgensen 1993).
Undersøkelser viser at berggrunnen har stor innvirkning på leirenes mineralogiske, og dermed også på deres kjemiske sammensetning. De viser også at innholdet av sjiktsilikatene kloritt og illitt, d.v.s. de typiske leirmineralene, øker med avtagende kornstørrelse (figur 3.17).



Figur 3.17 Gjennomsnittlig mineralsammensetning for forskjellige kornstørrelser i 8 prøver fra marine leirer, 6 fra Sør-Norge og 2 fra Trøndelag. (Jørgensen 1997, Ref. 10).

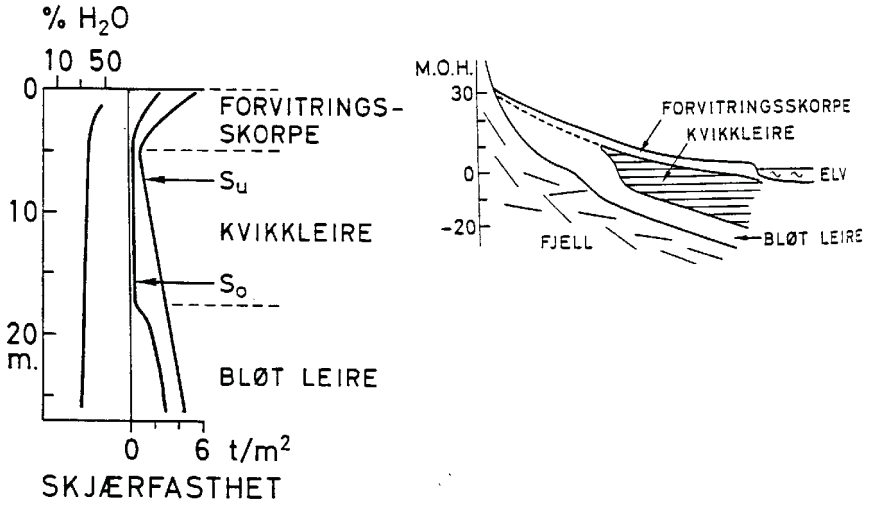
Geotekniske egenskaper (Jørgensen 1997, Ref. 10)
På grunn av faren for ras og andre byggetekniske problemer, har Norges geotekniske institutt (NGI) utført omfattende undersøkelser av norske marine leirer. Allerede i 1953 ble det vist at porevannets sammensetning har stor betydning for skjærfastheten i disse leirene.

Leirpartiklene har en negativ ladning som fører til elektrostatisk frastøting. Med et høyt saltinnhold i porevannet vil de negative ladningene trekke til seg positive ioner. Disse anrikes nær leirpartiklenes overflater, og "skjermer" dermed de frastøtende kreftene. Samtidig vil Van der Waalske krefter trekke nærliggende partikler til hverandre. Leire og finsilt som transporteres suspendert i havvann vil derfor flokkulere, dvs. bindes sammen til aggregater pga. saltinnholdet i vannet, og de bunnfelles derfor relativt raskt. Disse aggregatene har et høyt innhold av porevann og tilsvarende lav densitet.

Når aggregatene bunnfelles danner de leiravsetninger med en åpen struktur (”korthus”) og et meget høyt vanninnhold. Ved kontinuerlig bunnfelling øker etter hvert tykkelsen på leirlaget, og dette fører til at det presses ut porevann i de dypere delene slik at vanninnholdet avtar og fastheten øker. Denne komprimeringen forsterkes når landhevningen bringer leira opp over havnivå. Figur 3.18 viser geotekniske data for et borhull i en marin leire i Drammen.

Skjærfastheten i en leire kan enten bestemmes i felt med et vingebor eller i laboratoriet på uforstyrrede borprøver. Uomrørt skjærfasthet (S_u) er leiras fasthet i naturlig tilstand, mens omrørt skjærfasthet (S_o) er fastheten etter omrøring. Det vil alltid være en markert reduksjon i skjærfasthet når en leirprøve påvirkes mekanisk, slik at en del av partikkelbindingene brytes. Forholdet uomrørt til omrørt skjærfasthet betegnes sensitivitet (S_t):

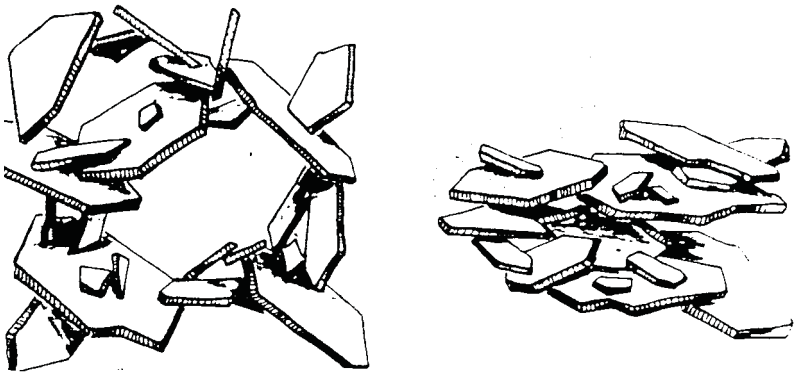
$$S_t = S_u/S_o$$



Figur 3.18 Geotekniske data for et borhull i marin leire ved Drammen. Kurven til venstre viser at vanninnholdet avtar mot dypet, kurvene til høyre viser uomrørt og omrørt skjærfasthet. De øvre 5 m viser tydelig at forvitringen har økt skjærfasheten, mens saltutvasking har gitt en sone med kvikk leire mellom 5 og 17 m. (Jørgensen 1997, Ref. 10).

Det som skiller kvikke fra normale leirer er deres lave omrørte skjærfashet (< 0,5 kN/m^2), og høye sensitivitet. Når grunnvann strømmer gjennom en marin leire vil saltet i porevannet gradvis bli vasket ut. Dermed øker de frastøtende krefter mellom leirpartiklene. Men selv om saltet vaskes ut og frastøtingen mellom partiklene øker, vil strukturen i leira bevares på grunn av de Van der Waalske bindingene. Dersom grunnvannet i leira beveger seg med en hastighet på mellom 1 og 10 mm/år, kan det forklare dannelsen av flere titalls m tykke lag med kvikkleire i løpet av de siste 5 000 år.

Når en naturlig kvikkleire belastes så mye at deformasjonen endres fra elastisk til plastisk, da bryter den åpne leirstrukturen sammen og porevannstrykket øker raskt. Etter at de Van der Waalske bindingene er brutt, vil de frastøtende kreftene føre til at leirpartiklene flyter adskilt i sitt eget porevann. Dermed flyter leirmassen av sted som en tynn suppe. Utglidde leirmasser som resedimenteres i ferskvann, får en annen struktur med lavere vanninnhold og høyere skjærfasthet enn de hadde tidligere (figur 3.19).



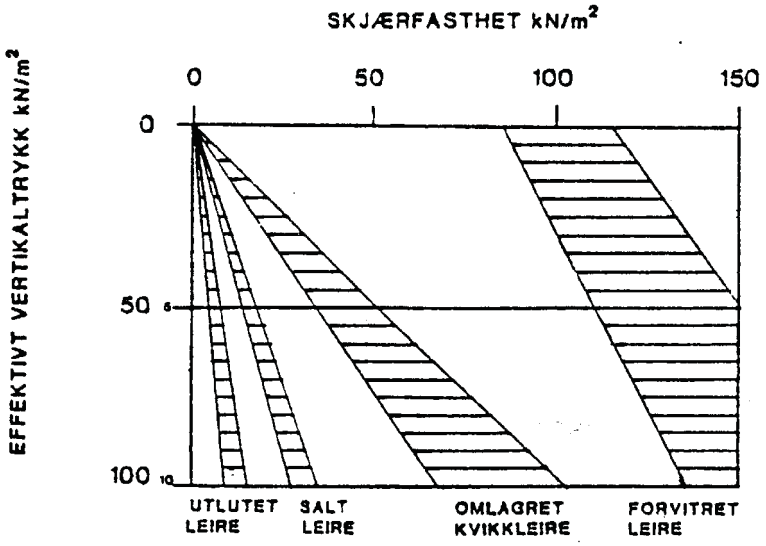
Figur 3.19 Forenklet tegning av den åpne korthusstrukturen i marine leirer og den mer komprimerte strukturen i ei leire som er resedimentert i ferskvann. I den marine leira er det Van der Waalske krefter som binder partiklene sammen, i den resedimenterte leira er det mer flate- mot flatekontakter. (Jørgensen 1997, Ref. 10).

På land kan det finnes kvikkleire fra havnivå og opp mot marin grense. Det er imidlertid viktig å merke seg at artesisk grunnvann både fra underliggende berggrunn og fra sandlag i leira kan vaske ut salt, og dermed også danne kvikkleire under havnivå.

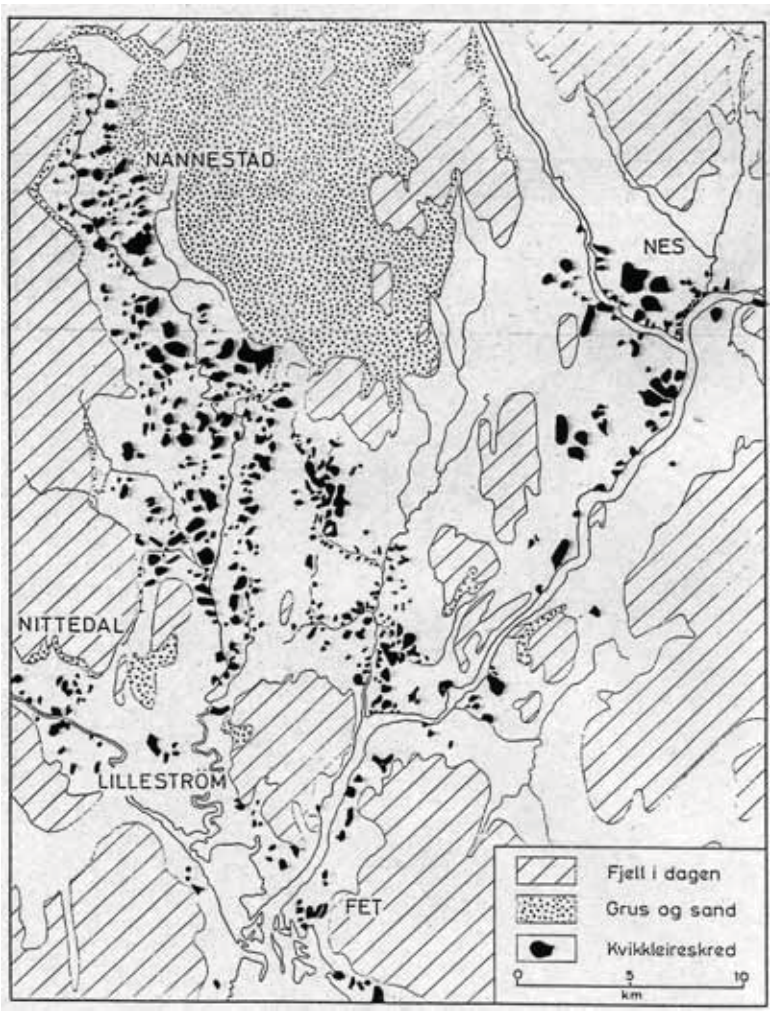
Over havnivå utsettes marine leirer både for mekanisk og kjemisk forvitring. Frost, uttørking og planterøtter medfører økt infiltrasjon av surt og oksygenholdig overflatevann. Dermed omdannes ustabile mineraler som for eksempel biotitt til vermikulitt, og det nydannes forskjellige amorfe forbindelser som "sementerer" leirpartiklene sammen. Som et resultat av disse prosessene dannes det en forvitringsskorpe med høy skjærfasthet. Det er denne skorpen som gjør det mulig å drive med jordbruk og byggeaktiviteter i leirområdene.

I en leiravsetning vil skjærfastheten under forvitringsskorpen normalt øke med dypet (økende effektivt vertikaltrykk) (figur 3.20). Gravbarheten er vanligvis god i de finkornede marine avsetningene, men faren for utglidninger og oppressing gjør at det alltid må foretas detaljerte grunnundersøkelser og beregninger for planlagte byggearbeider.

Leirskredenes forekomst og utbredelse. (Jørstad 1968, Ref. 11).
I Norge er leirskredenes utbredelse begrenset til de marine leirene, det betyr at de i Sør-Norge teoretisk kan forekomme innenfor et område på ca. 30 000 km^2. De forekommer først og fremst i områder hvor leira har stor både vertikal og horisontal utbredelse. Slike områder finnes først og fremst på Østlandet og i Trøndelag. På Østlandet er det særlig Romerike som er berørt (figur 3.21), i Trøndelag er det dalførene Gauldalen, Stjørdalen, Værdalen og Namdalen. Rundt kysten fra Lista til Trøndelag er leirskred sjeldne, mens i Nord-Norge forekommer de både i Nordland, Troms og Finnmark.



Figur 3.20 Uomrørt skjærfasthet for forskjellige typer leirer. (Jørgensen 1997, Ref. 10).



Figur 3.21 Skredkart over Romerike. (Bjerrum 1971, Ref. 6).

Endring av marine leirers egenskaper på grunn av naturlige prosesser
De marine silt- og leiravsetningene har en del steder vært utsatt for naturlige prosesser og hendelser som i noen grad har endret deres geotekniske egenskaper, eller de har gitt dem spesielle egenskaper som det er nyttig å kjenne til. Noen eksempler på dette er gitt nedenfor.

Da Ra-breen hadde sitt fremstøt for 10-11 000 år siden rykket den mange steder frem over marin leire og silt, som dermed ble overkonsolidert i varierende grad avhengig av istyngden. Da isen smeltet la den igjen en leirholdig bunnmorene over den overkonsoliderte leira, og disse avsetningene ble dekket av ny leire da isen smeltet og havet rykket inn igjen. Senere har landhevningen løftet deler av disse avsetningene opp over havnivå. Under marin grense kan det derfor stedvis finnes en bred sone innenfor Raet, hvor det ligger normalkonsolidert leire over en leirholdig bunnmorene, som igjen ligger på en overkonsolidert, sensitiv leire. Det er trolig at det under marin grense også kan finnes en slik lagdeling langs andre morenelinjer (figur 3.4 a-c). Dersom grunnboringer ikke føres dypt nok, vil da den leirholdige morenen kunne fremstå som et fast lag som kamuflerer den underliggende sensitive og overkonsoliderte leira.

På Karmøy og Jæren er det påvist store områder med en skjellførende og stedvis sensitiv leire. C^{14}-dateringer viser at den ble avsatt i havet for mer enn 40 000 år siden. Denne leira som er kraftig overkonsolidert, ligger under et lag med bunnmorene. Dette viser at innlandsisen rykket frem over Jæren og Karmøy etter at leira var avsatt (Andersen m.fl. 1987). Da marin grense ligger svært lavt i disse områdene, finnes det bare små forekomster med normal-konsolidert leire her. Leirområdene på Karmøy og Jæren består derfor hovedsaklig av den gamle, overkonsoliderte leirtypen.

En stor del av de marine silt- og leiravsetningene ble avsatt i en periode da breene kalvet i fjordene. Isfjellene kunne inneholde mye morenemateriale, bl.a. stein og blokk, som løsnet og sank ned i leir- og siltavsetningene på sjøbunnen når isfjellene smeltet. I dag kan slikt isdroppet materiale skape problemer for spunt- og pelearbeider både på land og i sjøen.

Størst innhold av isdroppet materiale finnes nær de stedene hvor breene kalvet i havet, dvs. nær endemorener som er avsatt i havet. Slike finnes mange steder langs kysten (figur 3.4 a-d), f.eks. der Ås-Skitrinnet krysser Oslofjorden mellom Drøbak og Hurum, der Lysefjord-breen kalvet i Høgsfjorden mellom Oanes og Forsand, der Raet krysser Trondheimsfjorden ved Tautra og der Raet krysser Balsfjorden ved Tromsø.

De marine leir- og siltavsetningene kan inneholde permeable sand- og gruslag med tykkelser fra noen mm til flere titalls cm. Disse lagene, som vanskelig kan påvises på annen måte enn med boringer, finnes vanligvis i tilknytning til deltaer som smeltevannselvene avsatte i fjordene. Sannsynligvis representerer de flomlag fra den gangen deltaene ble dannet. På disse lagene står det grunnvann under trykk (artesisk vann), som kan forårsake grunnvannserosjon om lagene punkteres i forbindelse med grunnundersøkelser, gravearbeider, osv.

Silt og leire som ble ført ut i havet og fjordene fylte etter hvert opp forsenkningene i sjøbunnen. Der landhevningen løftet disse avsetningene opp over havnivå oppsto det setninger i dem. Setningene var størst der leira var tykkest, og det oppsto derfor rygger og forsenkninger i leiroverflaten som gjenspeiler ujevnhetene i underlaget. Elver og bekker har senere gravd seg løp langs forsenkningene, slik at sjøbunnen som opprinnelig var ganske jevn er blitt kraftig ravinert (figur 3.22).

F*igur 3.22 Gammel havbunn på Romerike. (Skjeseth m.fl. 1974, Ref. 18).*

Rester av den opprinnelige, jevne overflaten finner vi i dag som avgrensede plane flater med svakt fall ut mot ravinene. Ved å ekstrapolere disse flatene utover i landskapet, kan vi anslå hvor mye masser som er fjernet av erosjon. Mange steder i Norge kan vi finne raviner som er mer enn 40-50 m dype i forhold til den ekstrapolerte overflaten.

3.6.4 Strandavsetninger

Mens landhevningen pågikk ble stadig nye og lavere nivåer bearbeidet av bølger og havstrømmer mens de lå i brenningssonen. Dette var særlig merkbart i områder som lå åpent til mot havet. Alle nivåer mellom marin grense og dagens havnivå er derfor bearbeidet i varierende grad av bølger og havstrømmer.

Mange steder langs kysten finnes det tydelige spor etter denne strandvaskingen, fra dagens strand og opp til marin grense. Der havet har stått på er leire og silt vasket bort, mens sand, grus og stein ligger igjen. Det finnes områder som er dekket av opptil 5-10 m tykke lag av slik strandvasket sand, grus og godt rundete stein. Under disse lagene ligger de opprinnelige avsetningene, som kan være alt fra morene til kvikkleire.

Mange steder har bølgene lagt opp flere meter høye strandvoller av godt rundete stein. Disse vollene kan være fra noen hundre meter til flere km lange. Andre steder har bølgene gravd ut markerte terrasser både i løsmasser og i berg. Disse vollene og terrassene viser havnivået i forskjellige perioder av landhevningen (figur 3.23).

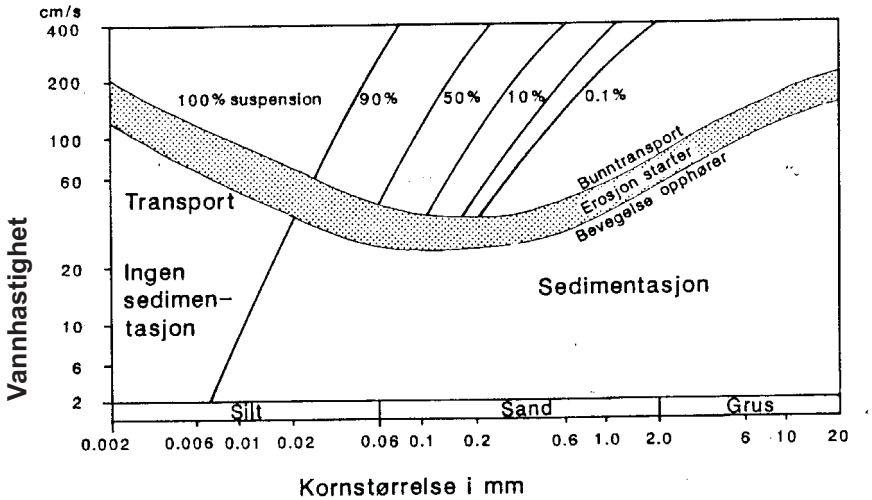
Figur 3.23 På grunn av landhevningen har bølgene skyllet opp strandvoller i forskjellige nivåer mellom dagens strand og marin grense. Porsangerfjorden, Finnmark. (Andersen 2000, Ref. 3).

3.6.4.1 Strandsonen som byggegrunn

Som angitt ovenfor kan områdene mellom dagens strand og marin grense være dekket av et lag med bølgevasket materiale. Under dette ligger de opprinnelige avsetningene, som kan være alt fra morene til meget sensitiv leire. I forbindelse med byggevirksomhet må det derfor utføres grunnundersøkelser både i dagens og i eldre strandsoner.

3.6.5 Elve- og bekkeavsetninger

I en elv er vannhastigheten minst der friksjonen mot underlaget er størst, dvs. mot bunn og sider, mens den er størst litt opp fra bunnen der vanndybden er størst. En elvs erosjonsevne er imidlertid avhengig både av vannhastigheten og bunnens beskaffenhet (kornstørrelse, pakningsgrad, o.a.), se figur 3.24**.**

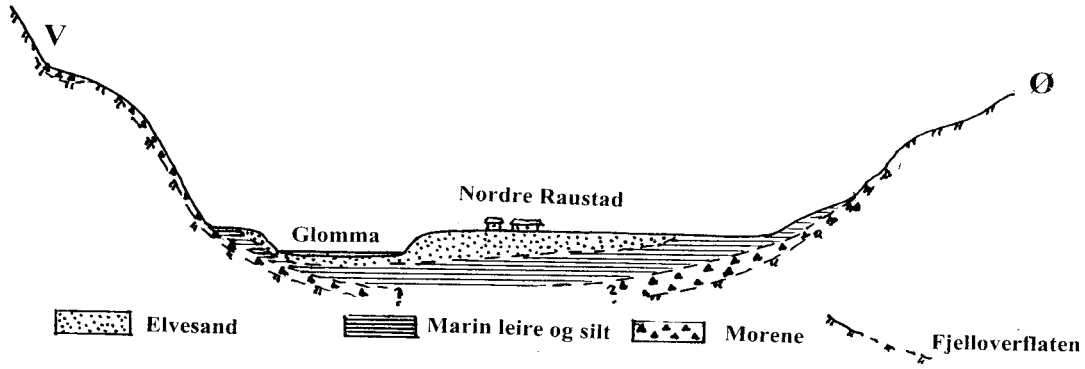


Figur 3.24 Hjulstrøms diagram viser sammenhengen mellom vannhastighet, erosjon, transport og sedimentasjon av materiale med forskjellige kornstørrelser. Vannhastigheten er målt 1 m over bunnen. (Jørgensen 1997, Ref. 10).

I en elv med tilnærmet rett løp der bunnen består av relativt enskornige masser, er vannhastigheten og dermed også erosjonsevnen størst mot midten. Derfor er også vanndybden størst mot midten i en slik elv. Det løsrevne materialet blir avsatt igjen der vannhastigheten avtar, d.v.s. ut mot sidene eller nedstrøms. I en elv med svingende (meandrerende) løp er vannhastigheten størst i yttersving, minst i innersving. Derfor graver elva og blir dyp i yttersvingene, mens den legger igjen materiale og blir grunn i innersvingene. Slik graving i yttersvingene og avsetning i innersvingene fører til at svingete elveløp stadig flytter og forandrer seg.

3.6.5.1 Elve- og bekkeavsetninger som byggegrunn

Langs vassdragene våre er det mange steder bygget opp elvesletter av flommateriale som hovedsakelig består av sand, grus og stein. Dette materialet ligger over eldre avsetninger som kan være alt fra morene til marin leire (figur 3.25). En kvartærgeologisk kartlegging kan i noen tilfeller angi hva elveslettene ligger på, men ofte vil det være nødvendig med tyngre grunnundersøkelser.



Figur 3.25 Skisse av et tverrprofil Ø-V over Glomma ved gården Nordre Raustad ca. 4 km nord for Kongsvinger. Et borprofil nær gården viser 9 m elvesand over minst 8 m silt og leire. Tegnet på grunnlag av kvartærgeologisk kart Kongsvinger 1:20 000. (NGU 1984, Ref. 1).

3.6.6 Ur-avsetninger

Se Håndbok 274, Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger, Kapittel 3.3: Skråninger i ur.

3.7 REFERANSELISTE

1. *Kvartærgeologisk kart Kongsvinger 1:20 000*. 1984, Norges Geologiske Undersøkelse.
2. *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, *Håndbok 274*. 2008, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.
3. Andersen, B.G., *Bresjøavsetninger ved Tynset i Østerdalen*, *Norsk Geologisk Tidsskrift,* 1969.
4. Andersen, B.G., Wangen, O.P., Østmo, S.R., *Quaternary geology of Jæren and adjacent areas, southwestern Norway*, *Bull. 411*. 1987, Norges Geologiske Undersøkelse.

5. Andersen, B.G., *Istider I Norge*. 2000, Oslo: Universitetsforlaget.

6. Bjerrum, L., *Kvikkleireskred - et studium av årsaksforhold og forbygningsmuligheter*, *Publication 89*. 1971, NGI: Oslo. p. 14p.

7. Braaten, A., Oset, F., Wangen, O.P., *Geotekniske dimensjoneringsparametere; kvartærgeologi, sonderinger og laboratorieundersøkelser, Innlegg på Kursdagene ved NTNU 1999*, *Intern rapport nr. 2077*. 1999, Vegteknisk avdeling, Vegdirektoratet: Oslo.

8. Gjelle, S., Bergstrøm, B., Gustavson, M., Olsen, L., Sveian, H., *Landet ved Polarsirkelen - geologi og landskapsformer*. 1995, Norges Geologiske Undersøkelse.

9. Holmsen, G., *Bredemte sjøer i Nordre Østerdalen*, *Nr. 73*. 1915, Norges Geologiske Undersøkelse.

10. Jørgensen, P., Sørensen, R., Haldorsen, S., *Kvartærgeologi. 2. utgave*, Norges Landbrukshøgskole. 1997: Landbruksforlaget.

11. Jørstad, F.A., *Leirskred i Norge*, *Publ. nr. 83*. 1968, NGI: Oslo.

12. Jøsang, O., *Dannelsesmåten for en del av våre grusforekomster og leting etter disse*, *Meddelelse nr. 14.* 1963, Statens Vegvesen, Veglaboratoriet: Oslo.

13. Kristiansen, K., Sollid, J.L., *Hedmark fylke. Kvartærgeologi og geomorfologi*, *Rapp. T-543*. 1983, Miljøverndepartementet, Avd. for naturvern og friluftsliv.

14. Longva, O., *Ullensaker 1915 II. Beskrivelse til kvartærgeologisk kart 1:50 000.*, *Skrifter 76*. 1987, Norges Geologiske Undersøkelse.

15. Magnusson, N.H., Lundquist, G., Granluns, E., *Sveriges geologi.* 1957: Scandinavian University Books.

16. Oftedahl, C., *Norges geologi.* 1981: Tapir.

17. Ramberg, I.B., Bryhni, I. og Nøttvedt, A. (2006): Landet Blir Til. Norges Geologi. Norsk Geologisk Forening, c/o Norges Geologiske Undersøkelse, 7491 Trondheim.

18. Skjeseth, S., *Norge blir til. Basert på artikkelserie i A-Magasinet*. 1974, Chr. Schibsteds Forlag: Oslo.

19. Thoresen, M.K., Dahl, R., Sveian, H., *Nord-Trøndelag og Fosen. Geologi og landskap*. 1997, Norges Geologiske Undersøkelse.

20. Wangen, O.P., *Flybildetolkning med jordartsbestemmelse*, *Intern rapport nr. 2073*. 1999: Vegteknisk avdeling, Vegdirektoratet.

21. Wangen, O.P., *Litt om praktisk løsmassegeologi*, *Intern rapport nr. 2333*. 2003, Teknologiavdelinge, Vegdirektoratet.

22. Østerås, T., *Innføring i kvartærgeologi*. 1974: Universitetsforlaget.

Kapittel 4

STABILITET

STABILITET 4-1
4.1 INNLEDNING 4-2
4.1.1 Generelt 4-2
4.1.2 Forutsetninger og begrensninger ved stabilitetsberegninger etter klassiske grenselikevektsmetoder 4-2
4.1.3 Forutsetninger og begrensninger ved stabilitetsberegninger etter endelig elementmetoder 4-2
4.1.4 Oversikt over metoder for stabilitetsberegninger 4-3
4.2 SIRKULÆRE OG SAMMENSATTE SKJÆRFLATER 4-3
4.2.1 Likevekt og sikkerhet 4-3
4.2.2 Flatenes beliggenhet og form 4-4
4.2.3 Sirkulære skjærflater 4-4
4.2.4 Sammensatte skjærflater 4-5
4.3 PROBLEMSTILLINGER 4-6
4.3.1 Naturlige skråninger 4-6
4.3.2 Overflateparallelle ras 4-7
4.3.3 Skjæring i leire 4-7
4.3.4 Fylling 4-8
4.3.5 Fylling i sjø 4-8
4.3.6 Grøftegraving 4-9
4.3.7 Jordskjelvanalyser 4-10
4.4 ANALYSEMETODENE 4-10
4.4.1 Beregningsnøyaktighet 4-10
4.4.2 Drenerte og udrenerte forhold 4-11
4.4.3 c_u - metoden 4-11
4.4.4 ADP - metoden 4-12
4.4.5 aDφ - analyse 4-13
4.4.6 aφ - analyse 4-14
4.4.7 Blandet analyse 4-15
4.5 OVERSLAGSMETODER 4-16
4.5.1 Direktemetoden 4-16
4.5.2 Direktemetoden aφ-analyse 4-18
4.5.3 Direktemetoden c_u-analyse 4-19
4.6 ANALYSEVERKTØY/PROGRAMVARE 4-20
4.7 ANDRE FORHOLD 4-22
4.7.1 Valg av grunnlagsdata/jordartsparametere 4-22
4.7.2 Bruk av trafikklaster 4-22
4.7.3 Tiltak ved for lav sikkerhet mot brudd 4-22
4.8 BEREGNINGSEKSEMPEL 4-23
4.8.1 Forutsetninger 4-23
4.8.2 Direkte-metoden, aφ-analyse 4-25
4.8.3 Direkte-metoden, c_u-analyse 4-27
4.8.4 Overslag etter NGI-publikasjon nr. 16 4-28
4.8.5 Sammenstilling av resultater fra ulike program 4-29
4.9 SYMBOLLISTE 4-30
4.10 REFERANSELISTE 4-31

4.1 INNLEDNING

4.1.1 Generelt

Retningslinjer for valg av konsekvensklasse/pålitelighetsklasse, geoteknisk kategori og partialfaktorer for materialfasthet og lastvirkninger i forbindelse med stabilitetsvurderinger er gitt i kapittel 0. For vegprosjekter i regi av Statens vegvesen vil konsekvensklasse alvorlig eller meget alvorlig normalt komme til anvendelse. På grunn av kompleksitet og konsekvens av skred skal vegprosjekter i kvikkleireområder alltid vurderes klassifisert i Geoteknisk kategori 3 (se kapittel 0.6).

4.1.2 Forutsetninger og begrensninger ved stabilitetsberegninger etter klassiske grenselikevektsmetoder

Der skjærfastheten for materialene er utnyttet utvikler det seg en bruddflate. Der en fylling med høy skjærfasthet hviler på dårlig grunn, kan det gå brudd i grunnen før skjærfastheten i fyllinga er utnyttet. Siden materialer som kvikkleire, plastisk leire, sand etc. har svært forskjellige deformasjonskarakteristikker, er forutsetningen om fullt utviklet skjær langs skjærflaten en forenkling.

Vi regner med en sikkerhet mot brudd som er like stor i alle materialene som skjærflaten går igjennom. Dette er også en forenkling.

Vi regner vanligvis todimensjonalt, idet vi antar at skjærflaten har uendelig utstrekning tvers på planet. Der det er et forholdsvis kort snitt, som for eksempel ved seksjonsvis graving og gjenbelastning, er det vanlig å foreta en skjønnsmessig vurdering av det stabiliserende tillegget fra snittets endeflater.

En svakhet ved alle beregningsmetodene, kompliserte som enkle, er forutsetningen om at de forskjellige materialene mobiliseres til brudd ved samme skjærdeformasjon. Dette er en forenkling noe som må inngå i vurderingen av beregningsresultatene.

4.1.3 Forutsetninger og begrensninger ved stabilitetsberegninger etter endelig elementmetoder

Endelig element metode (FEM) er en generell metode basert på inndeling av 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. Jordoppførsel er simulert med ulike avanserte modeller som beskriver både spenningstøynings relasjon (stivhet) og bruddspenninger (styrke). Alle likevektskrav i jorda er oppfylt og det er kontinuerlig variasjon av spenningene i alle punkter.

Glideflatens beliggenhet bestemmes ut fra analyseresultatene og dette er fordelen til elementmetoder i forhold til grenselikevektsmetoder.

Jordmodellene i elementmetodeprogram kan være komplekse og dette kan være en ulempe.

4.1.4 Oversikt over metoder for stabilitetsberegninger

Tabellen Figur 4. 1 viser de typer stabilitetsberegning som er mest anvendt i Norge. Teorigrunnlaget er vist kortfattet i dette kapittelet og det er gitt dimensjoneringsdiagrammer for direkte-metoden.

BEREGNINGS METODE	SPENNINGER	BRUDD	PARAMETERE	SKJÆRFASTHETEN NORMALT FRA:
c_u - metode	Totalspenning	Udrenert	c_u	Enaks, konus, ving. CPT
ADP - metode	Totalspenning	Udrenert	S_A, S_D, S_P	Treaksialforsøk aktiv og passiv, skjærboks
aDφ - metode	Effektivspenning	Udrenert	a, D, φ	Treaksialforsøk, hovedtype 1, 2, 3 og 4
aφ - metode	Effektivspenning	Udrenert og drenert	a, φ	Treaksialforsøk, skjærboks (CPT)

Figur 4. 1 Forskjellige typer stabilitetsanalyser

4.2 SIRKULÆRE OG SAMMENSATTE SKJÆRFLATER

4.2.1 Likevekt og sikkerhet

Sikkerhet mot brudd er gitt ved partialfaktor for materialfasthet γ_M, se kapittel 0.3.6. For c_u, ADP og aDφ-analyse tolkes materialkoeffisient som:

$$\gamma_M = \frac{\tau_k}{\tau}$$

Ved definisjon av partialfaktoren for materialfasthet benyttes ofte følgende forhold for aφ-analyse:

$$\gamma_M = \frac{\tau_k}{\tau} = \frac{(p' + a)\tan\varphi}{\tau} = \frac{p' \cdot \tan\varphi + c}{\tau}$$

Partialfaktoren beskriver hvor mye jordas styrke, uttrykt ved a og ϕ, må reduseres for at brudd skal inntreffe. Av alle mulige skjærflater er det en som vil ha minst materialkoeffisient og denne skjærflaten vil dermed være nærmest brudd.

4.2.2 Flatenes beliggenhet og form

De fleste varianter av stabilitetsanalyser baserer seg på lamelleinndeling. Den antatte skjærflaten inndeles i et antall lameller. Lamelleinndeling kan med fordel tilpasses slik at skjærflaten for hver enkelt lamelle bare går gjennom en jordartstype og lamellene er så smale at skjærflaten kan forenkles til en rett linje med god nøyaktighet. Summen av kreftene som virker på lamellene i et glidesnitt må være i likevekt.

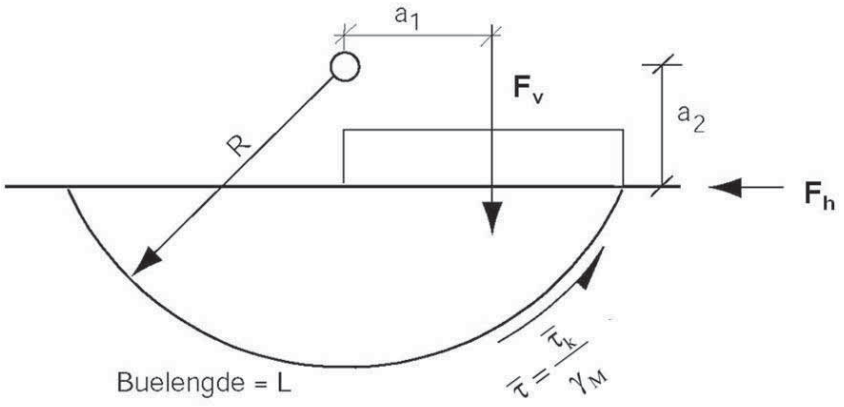
Ved totalspenningsanalyser i homogen grunn vil oftest skjærflatene gå dypere enn ved en effektivspenningsanalyse. Dette er fordi en normalt tiltar mer med dybden i friksjonsmasser enn i leire og leirige siltmasser.

4.2.3 Sirkulære skjærflater

Ved sirkulære skjærflater gjøres en momentbetraktning om et punkt. En sirkulærsylindrisk skjærflate vil dermed ikke nødvendigvis ta tilstrekkelig hensyn til beliggenheten til evt. bløte lag eller der det er grunt til berg.

Drivende moment: $M_d = F_v \cdot a_1 + F_h \cdot a_2$

Stabiliserende moment: $M_s = \bar{\tau} \cdot L \cdot R$



Figur 4. 2 Sirkulær skjærflate

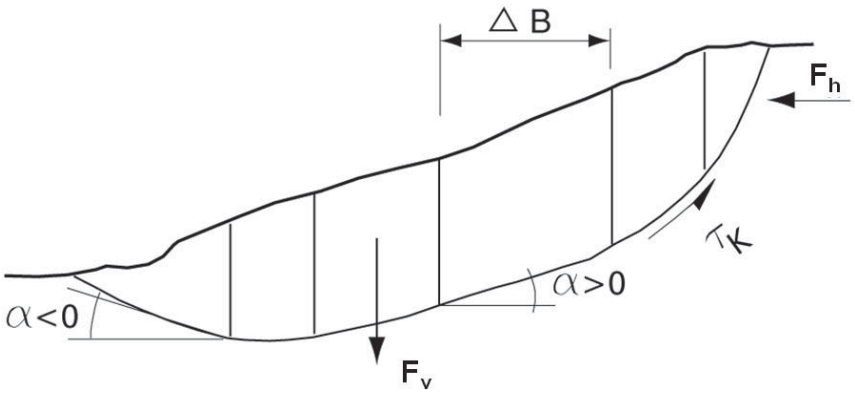
Partialfaktor for materialfasthet/sikkerhet mot brudd er:

$$\gamma_M = \frac{\Sigma \tau_k \cdot \Delta L \cdot R}{\Sigma F_v \cdot a_1 + \Sigma F_h \cdot a_2}$$

der en τ_k varierer langs bueelementet ΔL.

4.2.4 Sammensatte skjærflater

Snittet deles i vertikale lameller. Her står en friere til å la skjærflaten følge de svake jordlagene, eller la skjærflaten følge bergforløpet.



Figur 4. 3 Sammensatt skjærflate.

Drivende horisontalkraft er:

$$\Sigma F_v \cdot \tan\alpha + \Sigma F_h$$

Stabiliserende horisontalmotstand er:

$$\Sigma \frac{\tau_k \cdot \Delta B}{\gamma_M \cdot \cos^2 \alpha}$$

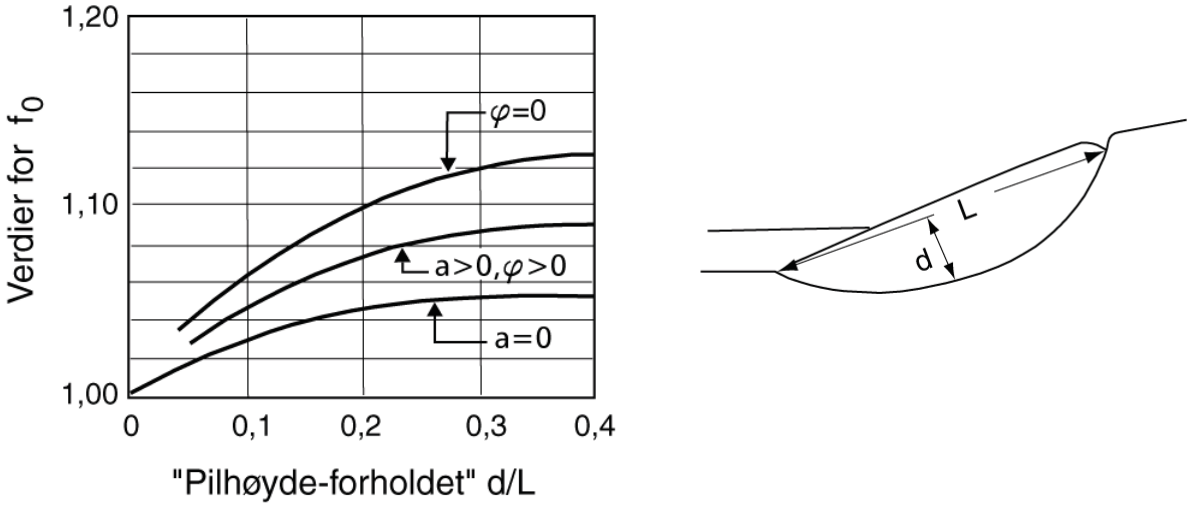
Partialfaktor for materialfasthet/sikkerhet mot brudd er:

$$\gamma_M = \frac{\Sigma \frac{\tau_k \cdot \Delta B}{\cos^2 \alpha}}{\Sigma F_v \cdot \tan\alpha + \Sigma F_h}$$

der τ_k er udrenert skjærfasthet.

Symbolenes betydning fremgår av Figur 4. 2 og Figur 4. 3. Vi regner for bruddgrensetilstanden. Partialfaktor for lastvirkning γ_F skal da være innkalkulert i F_v og F_h.

En sirkulær og en rettlinjet skjærflate glir ut monolittisk, altså uten relativ bevegelse mellom lamellene. Et sammensatt skjærflate vil ha relativbevegelse mellom lamellene, og tilsvarende friksjonstap av energi. Dette vil være større jo større skjærflatens avvik er fra sirkel/rettlinje. Enkelte beregningsmetoder og dataprogram har en forenkling der relativ bevegelsen (dvs. skjærkreftene mellom lamellene) neglisjeres. Effekten av denne relative bevegelsen kan medtas ved å benytte korreksjonsfaktor f_o for γ_M for sammensatte skjærflater etter Janbu (1956, Ref. 12), se Figur 4. 4. Her benyttes kurven $\varphi = 0$ ved c_u-analyse, kurven $a>0, \varphi>0$ ved aφ-analyse og kurven a=0 ved masser uten attraksjon som for eksempel løst lagret sand.



Figur 4. 4 Korreksjonsfaktor f_0 for γ_M for sammensatte snitt.

For drenert skjærfasthet er uttrykket nedenfor anvendbart på aφ - beregninger Janbu (1956).

$$\gamma_M = f_0 \cdot \frac{\Sigma \dfrac{(a + p_0') \cdot \Delta B \cdot \tan\varphi}{(1 + \tan\alpha \cdot \tan\varphi_d)\cos^2\alpha}}{\Sigma F_v \cdot \tan\alpha + \Sigma F_h}$$

$$\tan\varphi_d = \frac{\tan\varphi}{\gamma_M}$$

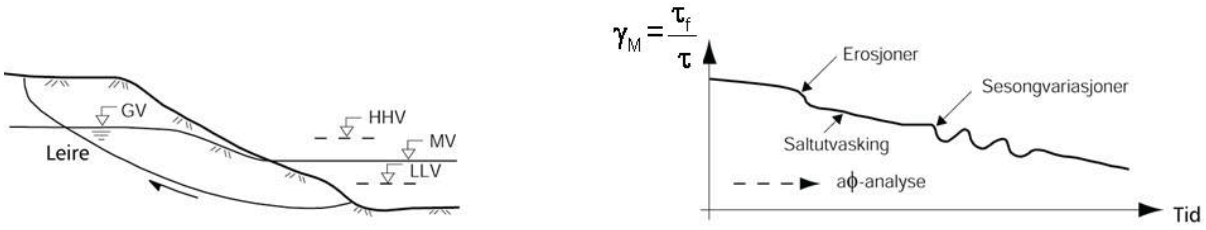
Dette må løses ved iterasjon.

4.3 PROBLEMSTILLINGER

4.3.1 Naturlige skråninger

Stabiliteten for naturlige skråninger kan svekkes over tid pga. for eksempel erosjon, saltutvasking, ionebytte eller sedimentering. Ved naturlige skråninger er spennings- og lasttilstanden stasjonær og det benyttes aφ-analyse. Den utløsende årsak til brudd kan være relativt brå. En naturlig skråning kan derfor gå til udrenert brudd. Dette er oftest tilfelle for sterkt kontraktante masser som kvikkleire.

Ved sterkt oppsprukket leire settes attraksjon (a) lik null. Poretrykket bør måles. Mot vann benyttes laveste lavvann med største poretrykk i skråningen.



Figur 4. 5 Brudd i naturlige leirskråninger (Aarhaug, 1984, Ref. 20)

4.3.2 Overflateparallelle ras

Ved skjæringer og naturlige skråninger i sand er overflateparallelle ras (utglidninger) det mest vanlige. For en tørr skråning med ren sand (a = 0) vil sikkerheten mot brudd være:

$$\gamma_M = \frac{\tan\varphi}{\tan\beta}$$

φ er jordas styrke og β er skråningshelningen.

Ved uttak av skjæring under grunnvannstand vil man få vannstrømning parallelt med overflaten og med ren sand (a = 0) vil sikkerheten mot brudd være:

$$\gamma_M = \frac{\gamma' \cdot \tan\varphi}{\gamma \cdot \tan\beta}$$

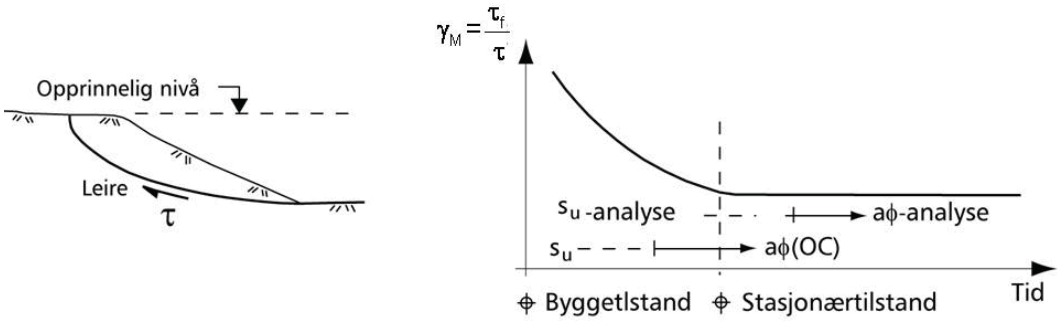
4.3.3 Skjæring i leire

Ved beskrivelse av leiras kan følgende inndeling benyttes. Sprøbrudd angir at leira undergår skjærfasthetsreduksjon ved deformasjon under udrenerte forhold etter brudd. Seigbrudd betegner en leire som oppviser konstant eller økende skjærfasthet ved deformasjon under udrenerte forhold etter brudd. Tørrskorpe angis som fast, oppsprukket leire som øvre begrensning av en leiravsetning.

Ved uttak av skjæringer avlastes leiren, og dette medfører svelling. Dermed vil skjærfastheten reduseres med tiden. I seigbruddsmaterialer vil langtidsstabiliteten være ugunstigst. I sprøbruddmaterialer må en kontrollere både udrenert korttidstilstand og drenert langtidstilstand.

Ved oppsprukket leire (tørrskorpeleire) vil sprekkesystemet få anledning til å åpne seg slik at vann som trenger inn vil medføre en oppbløting og nedsettelse av fastheten.

Langtidsstabiliteten av oppsprukne leirer bør beregnes ved effektivspenningsanalyse og a settes til 0.

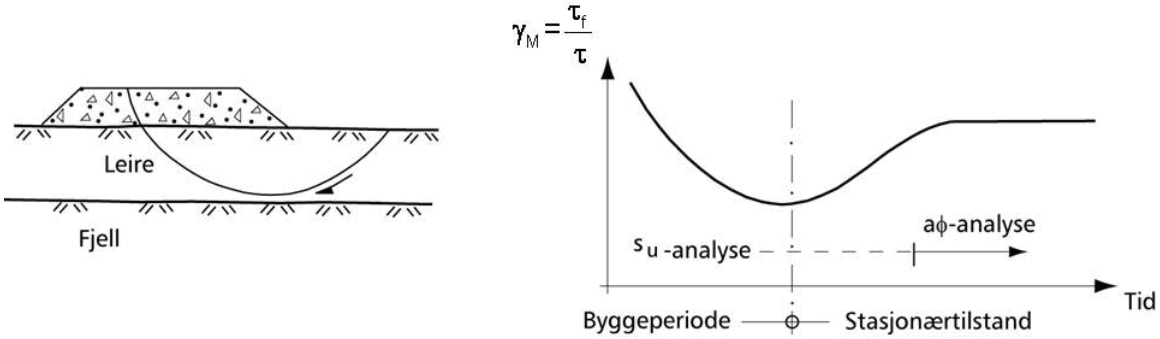


Figur 4. 6 Nedsettelse av skjærfasthet i leire ved svelling og vannopptak (Aarhaug, 1984, Ref.20)

4.3.4 Fylling

Ved fyllinger på leire vil trykkspenningene i leiren øke. Ved byggetidens slutt er skjærspenningen τ, maksimal og vil bli konstant, mens skjærfastheten τ_f vil øke med tiden etter hvert som poreovertrykket dreneres ut, se Figur 4. 7. Stabiliteten analyseres på basis av udrenert skjærfasthet. Dersom poretrykket er kjent, kan effektivspenningsanalyse også benyttes.

Ved fylling på fast overkonsolidert leire er langtidsstabiliteten kritisk og det benyttes aφ-analyse. I en fylling av umettet leire kan fastheten avta med tiden etter hvert som massene blir fuktet opp.



Figur 4. 7 Endringer i skjærfasthet i leire ved utlegging av fylling (Aarhaug, 1984, 22)

4.3.5 Fylling i sjø

Ved fyllinger i sjø er det naturlig å benytte laveste lavvann (LLV) som ytre vannstand ved stabilitetsberegningene. Som oftest vil poretrykket i de opprinnelige massene under sjøbunnen variere og i tette masser ofte forskjøvet i forhold til tidevannsvariasjonene av den ytre vannstanden.

I åpne masser, slik som i en steinfylling bør en benytte et poretrykksnivå tilsvarende ytre vannstand mens en i silt- og leirmasser vil måtte regne med et poretrykksnivå som ligger over den ytre vannstanden.

Ved slike forhold er det svært viktig å måle poretrykket og poretrykksvariasjonene også i forhold til nivået av ytre vannstand.

4.3.6 Grøftegraving

Arbeidstilsynet har utarbeidet en forskrift (1985, Ref. 2) med tilhørende veiledning (1993, Ref. 1) for graving og avstiving av grøfter. Denne krever at en ved større grøftedybder enn 2 meter enten skal benytte avstiving eller så må grøftesidene gis en forsvarlig helning i forhold til grunnforhold og beliggenhet av grunnvannsstand.

Også ved mindre dybder enn 2 meter kan det ved spesielle forhold som for eksempel høy grunnvannsstand, være behov for tiltak. Ved graving i kohesjonsjordarter og dersom forholdene er vanskelige og dybden av grøften planlegges dypere enn 3 meter anbefales det at en alltid søker geoteknisk bistand. Dette gjelder også for all graving i kvikkleire uansett grøftedybder.

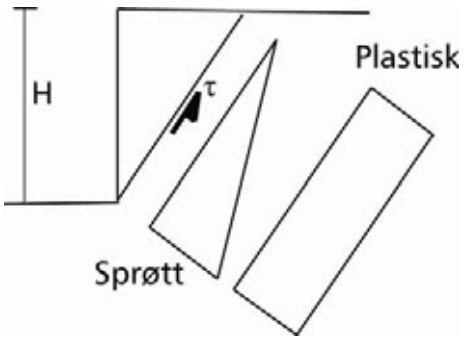
Det finnes i tillegg til de vanlige beregningsmetodene, enkle overslagsmetoder for beregning av udrenert (korttids) grøftestabilitet for vertikale skjæringer like etter utgraving. Fra Emdal (2003 Ref. 9) kan følgende 2 metoder for henholdsvis plastisk ($\tau_{midlere} = c_u$) og sprøtt ($\tau_{maks} = c_u$) jordmateriale på c_u-basis utledes, se Figur 4. 8:

Plastisk jordmateriale:

$$\gamma_M = 4 \cdot \frac{c_u}{\gamma \cdot H}$$

Sprøtt jordmateriale:

$$\gamma_M = 2 \cdot \frac{c_u}{\gamma \cdot H}$$



Figur 4. 8 Sprø og plastisk bruddutvikling (Emdal, 2003 Ref. 9)

hvor H er gravedybden for grøften. I praksis kan man ikke grave grøftene så dype fordi stabiliteten avtar med tiden.

4.3.7 Jordskjelvanalyser

For skråningsstabilitet vil treghetsinduserte horisontalkrefter måtte tas hensyn til. Den enkleste måten å inkludere slike krefter i en analyse er å bestemme en maksimal akselerasjon, beregne den resulterende horisontalkraft fra *masse x akselerasjon* og anta at den virker i samme retning og til samme tid som de drivende krefter.

Dette gjøres i praksis ved å definere seismisk koeffisient (α) som jordskjelvets akselerasjon (a_h) dividert med tyngdens akselerasjon (g):

$$\alpha = \frac{a_h}{g} (\pm)$$

Horisontalkraften F_h som virker på et legeme med vekt W blir da:

$$F_h = \pm(\alpha \cdot W)$$

Dette legges inn i analysene som en volumkraft med angrepspunkt i jordlegemets tyngdepunkt (hele legemer eller pr. lamelle). Dersom lasten virker "utover" vil den redusere sikkerheten mens den "innover" vil bedre stabiliteten.

For den ekstreme korttidstilstanden er totalspenningsanalyse hensiktsmessig.

Det kan benyttes større skjærfasthet i plastiske leirer pga. hurtig pålasting, men i silt, sand og sensitive leirer må også poretrykksendring pga. mange lastvekslinger vurderes.

For ytterligere beskrivelser av valg av jordskjelvlaster og regnemetoder for jordskjelvanalyser henvises det til NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 (Ref. 21), NS-EN 1998-5:2004+NA:2008 (Ref. 22), Kaynia (Ref. 15) og til Emdal (2003, Ref. 9).

4.4 ANALYSEMETODENE

4.4.1 Beregningsnøyaktighet

Med beregningsnøyaktighet menes avvik i regnenøyaktighet og gjelder ikke evt. antagelser for jord, ytre laster, vannstand osv.

Nøyaktigheten ved stabilitetsberegninger er nøye vurdert og studier viser at metoder som oppfyller alle likevektsbetingelser vil kun avvike fra hverandre med ± 6 % (Duncan, 1997, Ref 8). Metoder som ikke oppfyller alle likevektsbetingelser vil sjelden oppnå tilsvarende nøyaktighet. En viktig forutsetning som gjelder for alle metoder er at det er utført omfattende søk for kritisk skjærflate.

Det er viktig å være klar over at kritisk skjærflate beregnet med ulike metoder og program sjelden er sammenfallende.

4.4.2 Drenerte og udrenerte forhold

Bruddsituasjoner kan oppstå både ved drenert og udrenert påvirkning. Dette kan være som følge av pålasting eller avlasting i form av endret geometri, overflatelaster eller endret vannstand (elv, sjø, grunnvann). I tilfeller der pålasting eller avlasting skaper et poreovertrykk som utvikles på grunn av lav permeabilitet i massene, kalles dette udrenert oppførsel. I det motsatte tilfellet der pålasting eller avlasting ikke skaper et poreovertrykk fordi permeabiliteten i massene er så høy at poreovertrykket ikke utvikles, kalles dette drenert oppførsel.

Under normale forhold vil leire gi udrenerte forhold, silt må vurderes avhengig av belastningssituasjon, mens sand og grus og stein har høy permeabilitet og regnes som åpne drenerende masser uten poretrykksoppbygging. For disse benyttes aφ - analyse. Tørrskorpe kan også betraktes som "åpent" materiale på grunn av sprekkesystemet.

Tabellen Figur 4. **1** gir oversikt over metodene. De tre øverste beregner sikkerheten mot udrenert brudd. De bør bare anvendes i leire og leirig silt under relevante forutsetninger.

Den tredje metoden, aDφ, anvendes for udrenerte forhold, men benytter effektivspenningsparameterne a og φ foruten spenningsstiparameteren D. Den egner seg derfor spesielt for skjærflater som går gjennom udrenerte så vel som åpne, drenerte masser.

Totalspenningsanalyse (c_u og ADP) er lettere å bruke enn effektivspenningsanalysene (aφ og aDφ), men må bare brukes innen sitt gyldighetsområde.

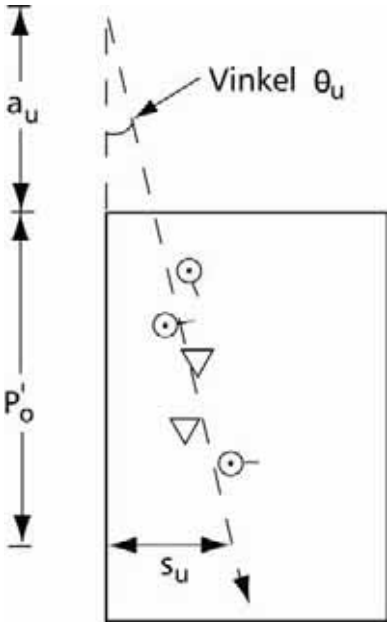
4.4.3 c_u - metoden

Til c_u – analyse benyttes udrenert skjærfasthet målt ved enaksialt trykkforsøk, ved konusforsøk, vingeboring, CPT eller skjærboks.

Hvis avsetningen er homogen kan vi plotte c_u mot p_0' som i Figur 4. 9 og skrive:

$$c_u = (a_u + p_0') \cdot \tan\theta_u$$

Dette gir en mulighet til å få med endring i c_u ved endringer i belastninger. c_u-metoden kan da benyttes analogt med ADP-metoden.



Figur 4. 9 c_u plottet mot p_0'

Forsøk på norske leirer (Berre 1983, Ref. 4) har gitt følgende minimumsverdier for forholdet mellom udrenert skjærfasthet c_u og effektivt overlagringstrykk p_0' og disse kan benyttes til overslag for normalkonsoliderte leirer for dybder mindre enn 20 m.

Type materiale	c_u/p_0'		
	Aktiv treaks.	Direkte skjær	Passiv treaks.
Kvikkleire	0,27	0,16	0,03
Ikke kvikkleire, I_p = 10-20%	0,29	0,17	0,07

Figur 4. 10 Erfaringsverdier for s_u/p_0' i norske leirer (Berre 1983).

4.4.4 ADP - metoden

ADP står for:

A = aktivt brudd.	I treaks:	aksial forkortelse av prøven
D = direkte brudd.	I skjærboks:	direkte skjær av prøven
P = passivt brudd.	I treaks:	aksial forlengelse av prøven

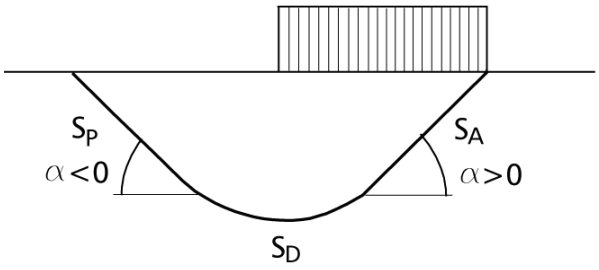
Vanligvis er skjærfastheten i direkte brudd:

$$S_D = 0{,}5 \cdot (S_A + S_P)$$

Fra treaksialforsøk kan man finne parametre for bestemmelse av skjærfastheten for aktivt, direkte og passivt brudd:

$$S_A = (a_A + p_0') \cdot \tan\theta_A$$
$$S_D = (a_D + p_0') \cdot \tan\theta_D$$
$$S_P = (a_P + p_0') \cdot \tan\theta_P$$

Ved overslag benyttes ofte følgende verdier for tan θ:
$\tan\theta_A = 0{,}3$
$\tan\theta_D = 0{,}2$
$\tan\theta_P = 0{,}1$



Vi benytter:

S_A for $\alpha \geq +15°$

S_D for $-15° < \alpha \leq +15°$

S_p for $\alpha \leq -15°$

Disse grensene er skjønnsmessig satt for å ha noe å gå ut fra.

Figur 4. 11 ADP - analyse. Anvendelse av skjærfasthestparameterne.

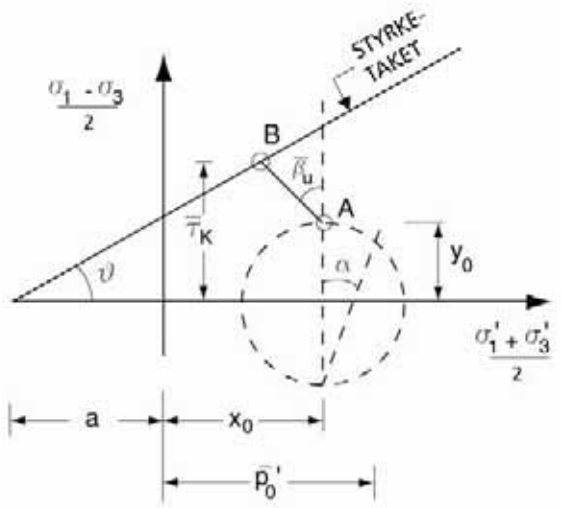
4.4.5 aDφ - analyse

Treaksialforsøk på leire og på leirig silt gir udrenert skjærfasthet. Spenningsstien viser oss hvordan prøven går til brudd. Spenningsstiens retning er definert ved poretrykksparameteren D. Styrketaket defineres av a og φ.

aDφ står for
a = attraksjonen
D = poretrykksparameteren
φ = friksjonsvinkelen

Ved tolkning av treaksforsøk i Statens vegvesen benyttes en sekant - sti til brudd, og tilsvarende verdi av D angis.

NB: Her er D-parameteren brukt som en styringsparameter for spenningsstien. Dette er forskjellig fra D – parameteren ved bruddstadiet. Det er viktig å merke seg denne forskjellen.



A = initialtilstand
B = bruddtilstand
AB = spenningssti

$\tan\theta = \sin\varphi$

$\tan\overline{\beta}_u = -2D$

når en antar at:

$\sigma_2 = 0.5(\sigma_1 + \sigma_3)$

Figur 4. 12 Spenningstilstander ved aDφ - analyse (MIT – plott)

Figur 4. 12 kan representere spenningstilstanden i en enkelt lamell, eller som et gjennomsnitt for en skjærflate. aDφ analysen kan utføres for hånd, men det er utarbeidet EDB - programmer som ESAU. Disse bygger på aDφ prinsippene, men filosofi og anvendelse er noe forskjellig.

4.4.6 aφ - analyse

aφ analysen anvendes for drenerte forhold og er derfor den metoden vi benytter for "åpne materialer", eller for langtidsstabilitet. Vi skal være oppmerksomme på at selv en naturlig skråning i leire kan ha mindre sikkerhet i udrenert enn i drenert brudd. Derfor bør en foreta analyse både for drenert og udrenert tilstand også for naturlige skråninger.

aφ står for
a = attraksjonen
φ = friksjonsvinkelen

Skjærfastheten kan uttrykkes som:

$$\tau_k = \frac{\left(a + p_0'\right)\cdot \tan\varphi}{1 + \tan\alpha \cdot \dfrac{\tan\varphi}{\gamma_M}}$$

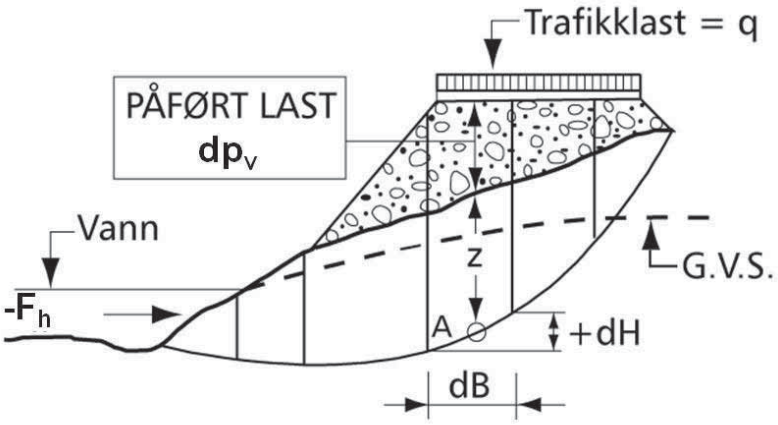
Retningen på spenningsstien i et drenert brudd er altså avhengig av skjærflatens helning α og av friksjonsvinkelen φ. Ved håndregning av aφ kan en benytte uttrykket for γ_M

$$\gamma_M = f_0 \cdot \frac{\Sigma \dfrac{\left(a + p_0'\right)\cdot \Delta B \cdot \tan\varphi}{\left(1 + \tan\alpha \cdot \tan\varphi_d\right)\cos^2\alpha}}{\Sigma F_v \cdot \tan\alpha + \Sigma F_h}$$

Eksempel på håndregning er vist i beregningseksempelet i kap. 4.8

4.4.7 Blandet analyse

En skjærflate kan gå gjennom forskjellige materialer, noen som er kritiske i udrenert brudd, og andre som er "åpne materialer" og har drenert brudd. Ved valg av f_o i Figur 4. 4, kan en bruke et skjønnsmessig gjennomsnitt av kurvene.



Figur 4. 13 Skjærflate ved blandet analyse

- Poretrykk ved A er u_o fra GVS.
- Initielt totaltrykk ved A er $p_v = \gamma z$ for udrenert brudd og 0 % konsolidering under dp_v.
- Initielt totaltrykk ved A er $p_v = \gamma z + dp_v$ for åpne masser. Disse gir drenert brudd

Figur 4. 13 viser en skjærflate ved påføring av vegfylling. Det er fire forskjellige partialfaktorer for sikkerhet (sikkerhetsfaktorer) å beregne, to for ubelastet, og to for belastet terreng:

a) Naturlig skråning før utlegging av vegfylling. Bruddet kan utløses udrenert eller drenert. (γ_{Mu} og γ_{Md}). For udrenert brudd kreves en lastendring rask nok til å sette opp poretrykk. Hva som er å regne for "raskt" er selvsagt avhengig av massens permeabilitet.

b) Påføring av vegfylling og eventuell trafikklast. Udrenert brudd er gjerne kritisk. En kan påføre lasten sakte og måle poretrykksreaksjonen for å redusere faren for udrenert brudd. En vurderer da hvor stor del av tilleggslasten som skal gå over i p_o' og derved være med å skape skjærfasthet. Ved rask påfylling på tette masser som leire og siltig leire går hele tilleggslasten kanskje over i poretrykk og lager ikke skjærfasthet. Ved åpne masser gir hele tilleggslasten øyeblikkelig økning i skjærfasthet. Mellom disse ytterpunktene vurderes det. Trafikklasten regnes uansett ikke å gi økning i skjærfasthet.

Her er beskrevet pålastning. Samme filosofi kan brukes for avlastning. "Tilleggslasten" er da negativ. Et drenert brudd kan da bli kritisk. For materialer med svært kontraktant bruddutvikling kan avlastning gi udrenert brudd, idet poretrykket kan stige for endringer i skjærspenningene.

4.5 OVERSLAGSMETODER

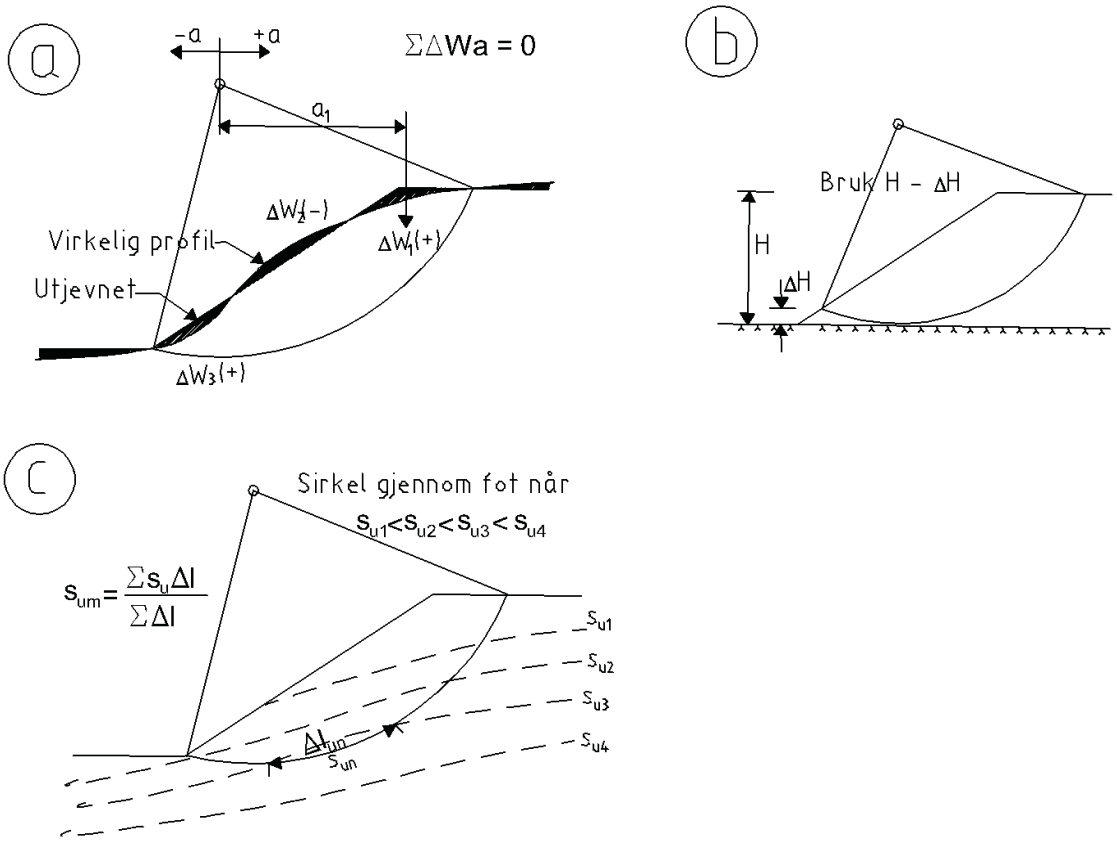
De mest benyttede overslagsmetoder er direktemetoden og kritiske likevektskurver. I dette kapitlet vil direktemetoden omtales nærmere.

4.5.1 Direktemetoden

Det er utviklet flere såkalte direktemetoder for stabilitetsanalyser og i det følgende skal (Janbu, 1954) beskrives. Grundig innføring av metoden er omtalt i (Hjeldnes, 1971, Ref. 11)

Det forutsettes sirkulærsylindriske skjærflater, todimensjonalt problem, konstant mobilisering langs skjærflaten og homogene masser.

Det må gjøres en idealisering av profilet som skal beregnes ved at terrenget utjevnes og styrkeparametere midles i profilet. Ved utjevning av terrenget trekkes en idealisert linje slik at resulterende moment for de skraverte arealene vist i figuren nedenfor blir null.



Figur 4. 14 Idealisering av profiler i direktemetoden (Hjeldnes, 1971, Ref. 11)

Dersom jordarten ikke er konsolidert for terrenglasten, q skal en ikke ta med q og μ_q ved beregning av p_e. Denne forutsetningen vil uansett gjelde for alle trafikklaster.

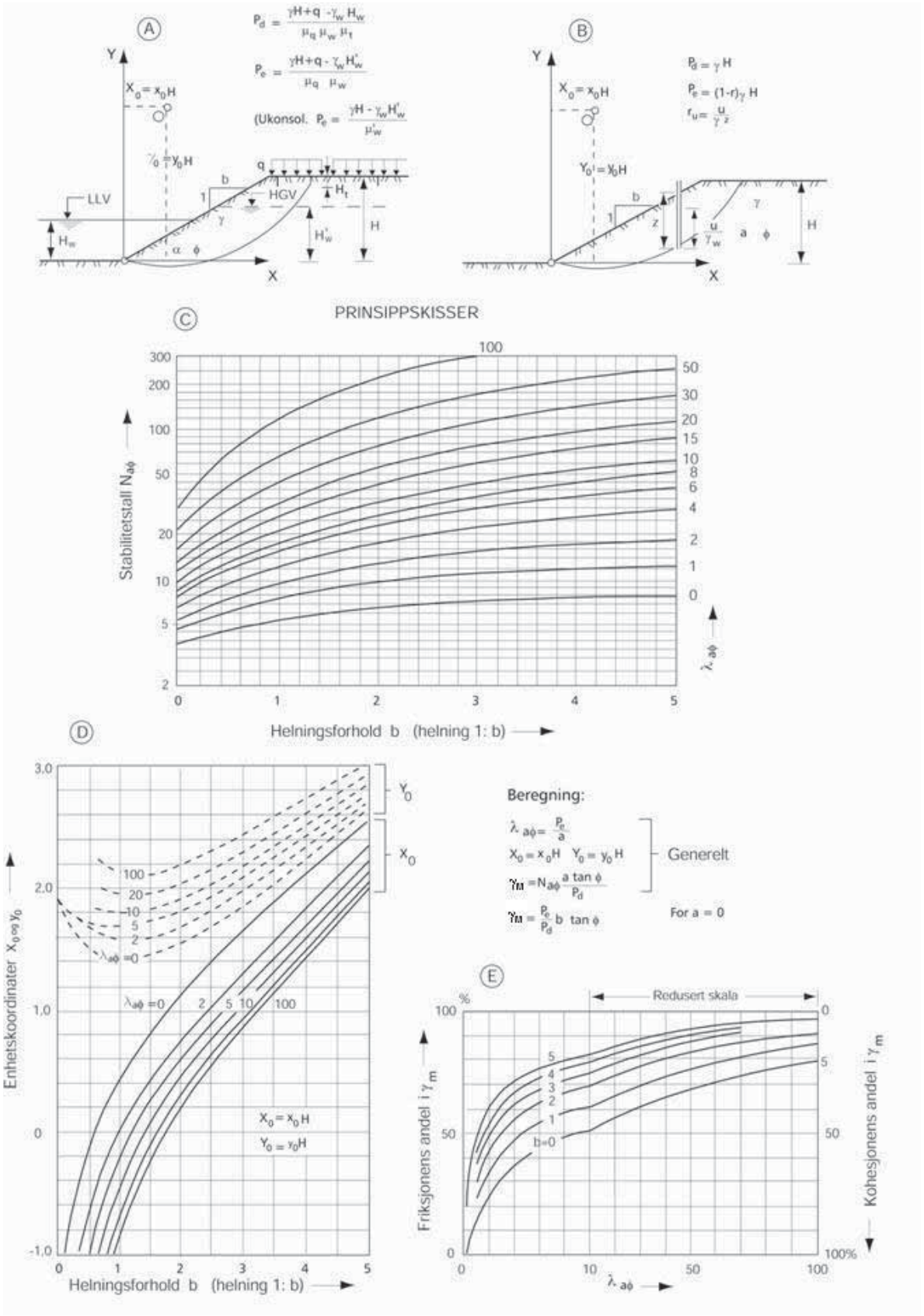
Ved aø-analyse vil den kritiske sirkel ved homogene forhold gå gjennom skråningens fot. Dersom det ligger berg eller faste lag i nivå med, eller like under skråningsfoten, tvinges sirkelen til å skjære ut bak foten og man benytter netto høyde H – ΔH i beregningene, se figur ovenfor.

Ved bruk av diagrammene E, F og G for c_u-analyse benyttes kurve α_o for sirkler gjennom foten og d for sirkler foran foten.

Styrkeparametrene midles ved at en antatt sirkel inndeles i et passende antall buelengder, Δl_n med tilhørende skjærfasthet c_{un}. Den midlere $c_u = c_{um}$ finnes da ved å summere alle $c_u \Delta l$ og dividere på skjærflatens totale lengde. I kapittel 4.8.2 og 4.8.3 er det vist eksempler på beregninger.

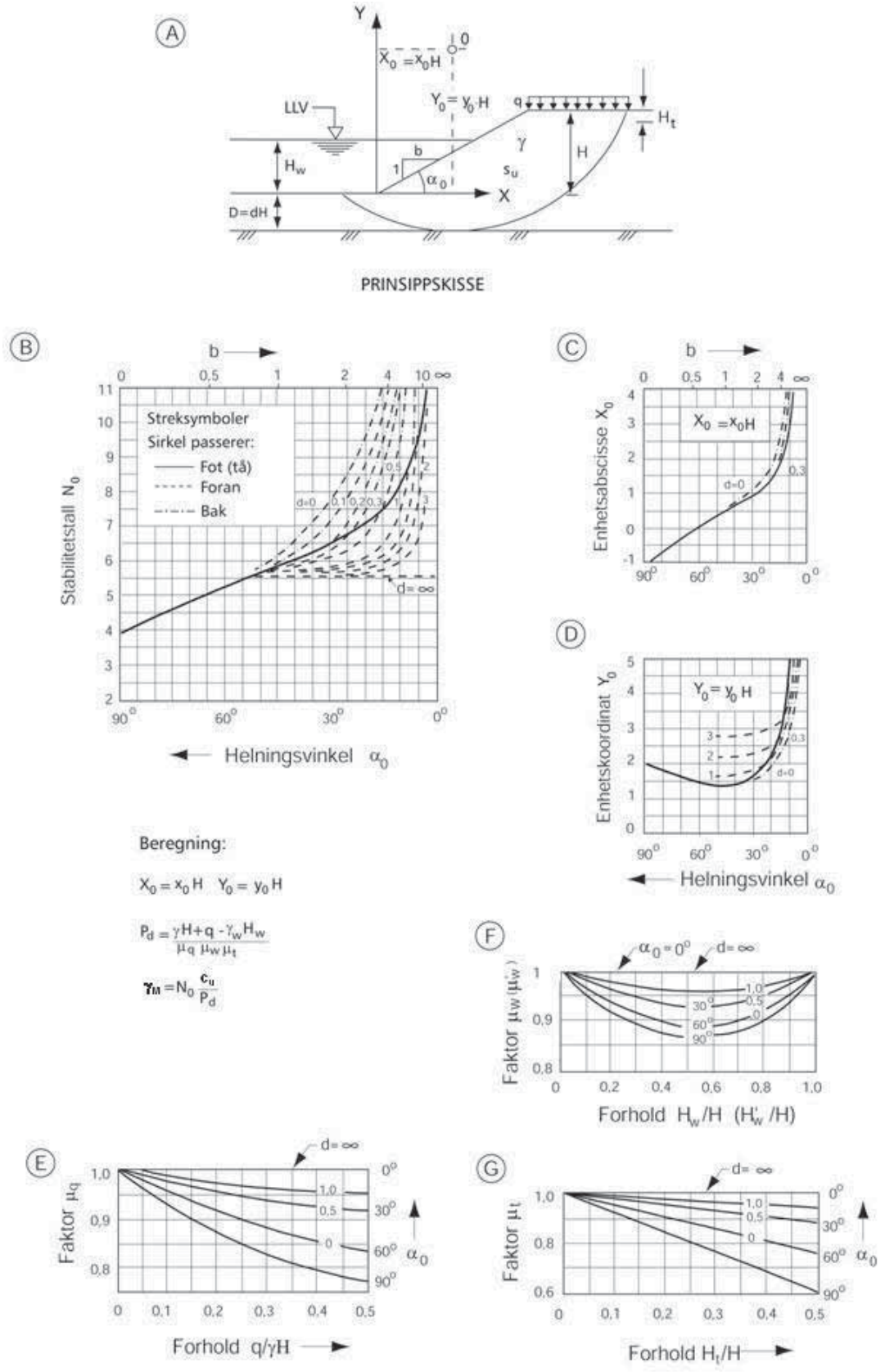
Det finnes også diagrammer med korreksjonsfaktorer for ikke-vannfylte sprekker, det henvises til Janbu (1968, Ref. 13)

4.5.2 Direktemetoden aφ-analyse



Figur 4. 15 Direktemetoden for aφ-analyse.

4.5.3 Direktemetoden c_u-analyse



Figur 4. 16 Direktemetoden for c_u-analyse.

4.6 ANALYSEVERKTØY/PROGRAMVARE

Ved alle stabilitetsberegninger vil det være et statisk ubestemt system og det må gjøres ulike antagelser. Enkelte metoder oppfyller horisontal og vertikal likevekt, mens de mest avanserte også oppfyller momentlikevekt. De enkleste metodene oppfyller ikke alle likevektsbetingelsene, men er til gjengjeld raskere å utføre.

Her gis en kort oversikt over de programmene som benyttes i Statens vegvesen

GeoStab

GeoStab er utviklet av Statens vegvesen, (Bruun, 2000, Ref. 7), med basis i programmet STAB2B. Programmet er basert på grenselikevekt og beregner sikkerheten for sirkulærsylindriske skjærflater basert på Janbu (1956, Ref. 12). I beregningene kan medtas ekvipotensiallinjer og poreovertrykk, men ikke horisontalkrefter. Programmets styrke er muligheten til å regne gjennom en mengde ulike skjærflater og bestemme de mest kritiske. Svakheten er at skjærflatene er sirkulærsylindriske og at man dermed risikerer ikke å fange opp eventuelle kritiske sammensatte flater. Programmet kan knyttes opp mot tverrprofiler fra NovaPOINT Veg.

Programmet anbefales i homogene jordarter og med stor dybde til berg.

GPS-Excel

Programmet er utviklet av Statens vegvesen, (Bruun 2000, Ref. 6), basert på Janbus generaliserte lamellemetode (Janbu, 1968, Ref. 13) og beregner sikkerhetsfaktor og indre spenningstilstand i et jordprofil for en valgt skjærflate med vilkårlig form. Forutsetningene er lik mobiliseringsgrad langs hele skjærflaten, samt en tilleggsantagelse om en "trykklinje". Denne angir angrepspunktet for horisontalkraftresultanten mellom hver lamell.

Programmet benyttes ved drenerte og udrenerte analyser. Ved udrenerte analyser må det gjøres antagelser om poretrykket. Det kan i enkelte situasjoner oppstå problemer med divergens, for eksempel ved høy terrenglast. I enkelte tilfeller kan dette bedres ved en finjustering av trykklinjen.

ESAU

Programmet er utviklet ved SINTEF (Svanø 1986, Ref. 18), og er en utvidelse av GPS ved at det kan utføre udrenerte effektivspenningsanalyser på basis av ligningen: $\Delta u = \Delta\sigma_m - D \cdot \Delta\sigma_d$ som benyttes til å bestemme effektivspenningsstien for hver enkelt lamell. Dette fordrer at størrelsen av de initielle hovedspenningene gis som input til programmet sammen med poretrykksparameteren D.

Plaxis 2D

Endelig elementmetodeprogram utviklet i Nederland, (Brinkgreve 2008, Ref. 5), som i tillegg til stabilitetsberegninger også kan kombineres med andre problemstillinger som for eksempel setninger. PLAXIS har innebygd flere ulike jordmodeller, og man kan også definere egne jordmodeller.

Ved bruk av elementmetodeprogram kan man få en antagelse om hvor evt. forskyvninger vil oppstå, og dette kan være nyttig dersom man for eksempel planlegger instrumentering og ønsker å måle størst forskyvning. Ved beregninger der partialfaktorer for materialfasthet er mindre enn 1.0 vil Plaxis avbryte beregningen. For å få fullført beregningen må man skalere opp kohesjon og attraksjon med for eksempel 20 % og deretter dividere beregnet partialfaktor for materialfasthet med 20 %.

Ved bruk av stabilitetsanalyse (c-φ reduksjon) i Plaxis forenkles beregningene slik at avanserte jordmodeller fungerer som Mohr-Coulomb (MC) jordmodellen. Dersom deformasjoner eller spenninger ikke er av interesse, kan man derfor velge Mohr-Coulomb (MC) jordmodellen. Dersom deformasjoner eller spenninger er av interesse velger man en avansert jordmodell som for eksempel Hardening Soil.

Kun tyngdetetthet (γ), kohesjon (c) (eller attraksjon), friksjonsvinkel (φ) og dilatansvinkelen (ψ) er relevante parametere i MC modellen for stabilitetsanalyser.

Mohr Coulomb (MC) modellen i Plaxis gir mulighet til å utføre udrenerte effektivspennings-analyser både med drenerte og udrenerte inngangsparametere i beregninger.

For effektiv- og totalspenningsanalyser med udrenerte parametre defineres c_u profilet i Plaxis avhengig av en referansekote (z_{ref}). c_u blir konstant over referansekoten og øker under referansekoten uansett terrengnivå (Thakur et. al. 2008, Ref. 19). Det er mulig å løse denne situasjon ved å benytte mange vertikale datasett (klustere) avhengig av materiallag eller geometri og definere separate c_u profil i hvert enkelt kluster.

Det henvises ellers til brukerveiledningen til Plaxis (Brinkgreve, 2008) eller (Andresen, 2003) for en nærmere beskrivelse av hvordan en kan utføre stabilitetsanalyser med Plaxis.

GeoSuite Stabilitet/BEAST

I programpakken GeoSuite er stabilitetsprogrammet basert på programmet BEAST som kan benyttes til å beregne stabilitet, bæreevne og jordtrykksproblemer både på (udrenert) total-, effektivspenningsbasis samt som blandet analyse. Skjærflatene kan være plane, sirkulære eller sammensatte og kan eventuelt angis direkte punkt for punkt.

Det genereres automatisk en lamelleinndeling hvor hver enkelt lamelle kontrolleres for kraft- og momentlikevekt.

I beregningene kan poretrykket angis på flere forskjellige måter fra enklest bare å angi grunnvannstand (og hydrostatisk fordelt poretrykk) til mer avanserte poretrykksprofil med interpolering mellom. Ytre laster og krefter både vertikale og horisontale kan angis som punkt eller stripelaster. I tillegg kan en også angi marksprekker med totaldybde og høyde for vannstand i sprekken. For totalspenningsanalyser kan en angi såkalte c-profiler for å kunne angi varierende s_u både horisontalt og vertikalt.

BEAST er en del av det DAK-baserte programmet GeoSuite Stabilitet der en også kan beregne stabiliteten i henhold til beregningsmetodene kraftlikevekt, Bishop forenklede eller Bishop modifiserte.

Fordelene med programmet er som for GeoStab at en relativt enkelt kan regne gjennom en rekke ulike sirkulære skjærflater og bestemme de mest kritiske. I tillegg er det en stor fordel at en som oftest benytter allerede opptegnede DAK-profiler med inntegnede borpunkter for relativt enkelt å kunne angi geometri og materialparametere.

Det henvises ellers til Frimann Clausen (1990, Ref. 10) for ytterligere beskrivelse av programmet BEAST.

4.7 ANDRE FORHOLD

4.7.1 Valg av grunnlagsdata/jordartsparametere

For alle stabilitetsberegninger har de forutsetningene som legges til grunn for beregningene, samt valget av de jordartsparametrene, poretrykksforhold og ytre påkjenninger som en benytter, stor betydning for de resultatene beregningene gir.

I størst mulig grad bør en forsøke å holde seg til målte og tolkede verdier ved alle stabilitetsberegninger. Effekten av varierende parametere og forutsetninger kan undersøkes ved å utføre flere stabilitetsberegninger med forskjellige inngangdata (parameterstudier).

Det anbefales å utføre stabilitetsanalysene for en problemstilling med flere forskjellige metoder og programvare. Kritiske skjærflater kan identifiseres med overslagsmetode eller programvare som beregner et flertall skjærflater. Deretter kan de antatt mest kritiske skjærflatene analyseres videre for eksempel med en lamellemetode.

4.7.2 Bruk av trafikklaster

Om ikke andre tungtveiende forhold tilsier annet skal en benytte en trafikklast på 10 kPa for alle midlertidige og permanente veger og plasser som skal trafikkeres. I tillegg skal det også benyttes partialfaktor for lastvirkning på denne lasten. Det anbefales at trafikklastene benyttes for hele vegfyllingen. Det henvises forøvrig til kapittel 0.3.4.

Statens vegvesen regner som regel med en partialfaktor for lastvirkning, $\gamma_Q = 1.3$ for all trafikklast.

4.7.3 Tiltak ved for lav sikkerhet mot brudd

Tiltakene vil være avhengig av om det er byggefasen eller langtid som er dimensjonerende.

Fyllinger: Dersom man ikke har tilstrekkelig tid kan lette masser eller grunnforsterkning være nødvendig tiltak evt. motfyllinger om det er tilgjengelig areal. Masseutskifting ved hjelp av fortrengning ved sprengning kan være en aktuell løsning i situasjoner med begrenset dybde til berg og gjennomgående bløte masser. Trinnvis oppfylling basert på poretrykksoppfølging i byggefasen må avklares med byggeledelsen på forhånd

Ved uttak av skjæringer vil seksjonsvis utgraving i ca. 5 m bredde, for eksempel ved oppføring av armert jord konstruksjoner, være et effektivt tiltak.

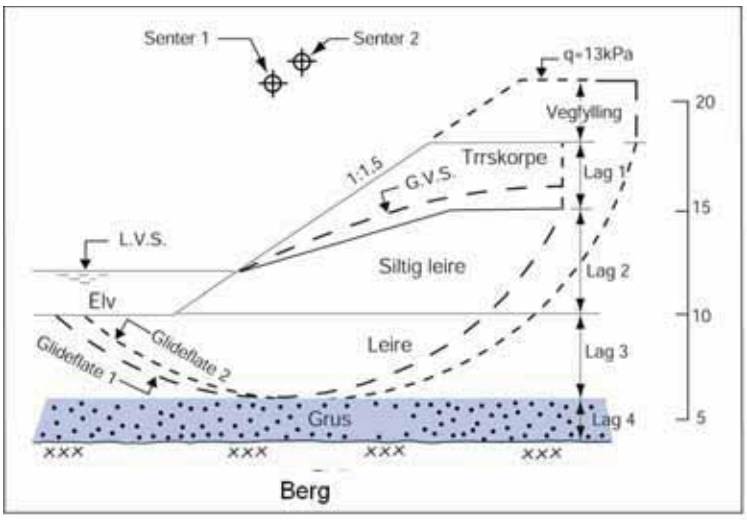
For nærmere beskrivelse av tiltak henvises til utgitte håndbok 274 (Statens vegvesen 2008, Ref. 17)

4.8 BEREGNINGSEKSEMPEL

4.8.1 Forutsetninger

Figur 4. 17 viser en naturlig skråning til kote +18. Vegfylling skal legges ut til kote +21 som vist. Finn udrenert og drenert sikkerhetsfaktor for:

- Naturlig terreng med glidesnitt nr. 1
- Utlagt vegfylling med glidesnitt nr. 2.



Figur 4. 17 Beregningseksempel

Lag nr.	c_u	ADP				aDφ			Tyngde-tetthet
		tan θ for				A	D	φ	γ
		τ_A	τ_D	τ_P	a_{ADP}				
Enhet	kPa				kPa	kPa		°	kN/m^2
Vegfylling						0		36	20
1	40	0,3	0,2	0,1	200	40	0	30	20
2	40	0,3	0,2	0,1	100	40	-0,5	30	20
3	25	0,3	0,2	0,1	50	30	-1,0	28	20
4						20	0	36	20

Figur 4. 18 Tallverdier for materialparametre i beregningseksempel.

Fra elven regnes det med et vanntrykk tilsvarende (2 m vanndyp):
$F_{h5} = 0{,}5 \cdot \gamma_w \cdot H^2 = 0{,}5 \cdot 10 \cdot 2^2 = -20$ kN/m.

Pga. mulighet for vannfylte sprekker (2 m dype) regnes det med et drivende bidrag:

F_{h1} = 20 kN/m. Dette bidraget medtas i tilfellet før vegfylling legges ut. Etter at vegfylling er lagt ut regnes det her med at sprekkene tettes igjen og at skjærflaten har skjærfasthet gjennom hele lag 1. Trafikklasten settes lik 10 kPa og med en partialfaktor for lastvirkning, γ_Q = 1.3.

Et overslag for F_{h1} etter at 3 m høy vegfylling er lagt ut kan gjøres på følgende måte:

$$p_h = K_A \cdot p_v = \frac{1-\sin\varphi_d}{1+\sin\varphi_d} \cdot p_v$$

Anslår $\gamma_M \approx 1{,}4$, dvs. $\tan\varphi_d = \frac{\tan 36^\circ}{1{,}4} = 0{,}52$ $\varphi_d = 27{,}4^o$

$p_h = 0{,}37 \cdot p_v$

$E_{h1} = K_A \cdot \gamma \cdot H \cdot 0{,}5 \cdot H = +\ 33$ kN/m

E_{h1} representerer et jordtrykk i vegfyllingen. Skjærbidraget langs skjærflaten gjennom vegfyllingen neglisjeres.

Ved bruk av direktemetoden må det benyttes gjennomsnittsverdier for styrkeparametrene som veies i forhold til lengden av skjærflaten gjennom de respektive lameller.

Før vegfylling legges ut:

$$\overline{c_u} = \frac{25 \cdot 21{,}5 + 40 \cdot 6{,}3}{21{,}5 + 6{,}3} = 28{,}4\,kPa$$

$$\overline{a} = \frac{30 \cdot 21{,}5 + 40 \cdot 6{,}3}{21{,}5 + 6{,}3} = 32{,}3\,kPa$$

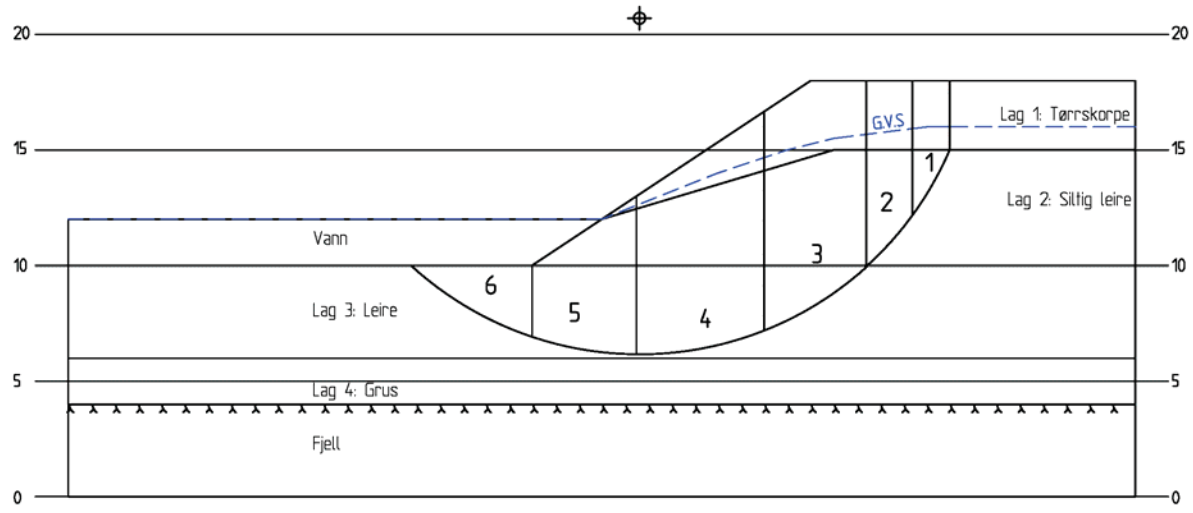
$$\tan\overline{\varphi} = \frac{\tan 28^\circ \cdot 21{,}5 + \tan 30^\circ \cdot 6{,}3}{21{,}5 + 6{,}3} = 0{,}54$$

Etter utlegging av vegfylling:

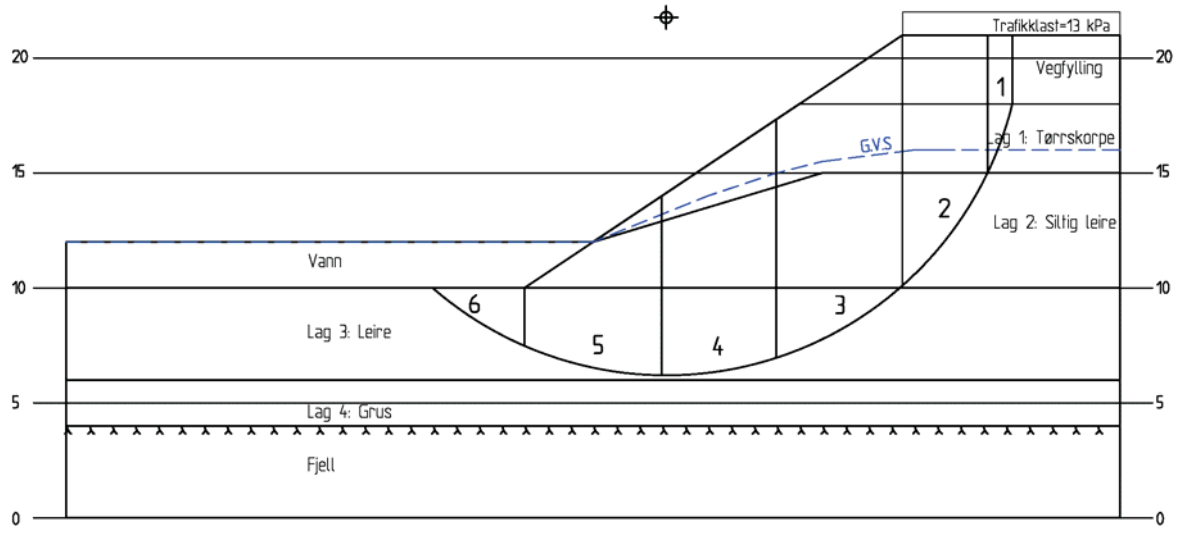
$$\overline{c_u} = \frac{25 \cdot 22{,}5 + 40 \cdot 9{,}3}{22{,}5 + 9{,}3} = 29{,}4\,kPa$$

$$\overline{a} = \frac{30 \cdot 22{,}5 + 40 \cdot 9{,}3}{22{,}5 + 9{,}3} = 32{,}9\,kPa$$

$$\tan\overline{\varphi} = \frac{\tan 28^\circ \cdot 22{,}5 + \tan 30^\circ \cdot 9{,}3}{22{,}5 + 9{,}3} = 0{,}55$$



Figur 4. 19 Før vegfylling legges ut. Skjærflate nr. 1.



Figur 4. 20 *Etter at vegfylling er lagt ut. Skjærflate nr. 2.*

4.8.2 Direkte-metoden, aφ-analyse

Før vegfylling legges ut:

$$p_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t} = \frac{20 \cdot 8 + 0 - 10 \cdot 2}{1 \cdot 0{,}95 \cdot 0{,}9} = \frac{160 - 20}{0{,}855} = 163{,}7\ kPa$$

$$p_e = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w'}{\mu_q \mu_w'} = \frac{20 \cdot 8 + 0 - 10 \cdot 6}{1 \cdot 0{,}93} = \frac{160 - 60}{0{,}93} = 107{,}5\, kPa$$

b = 1,5 og $\lambda_{a\varphi} = \frac{p_e}{\bar{a}} = \frac{107{,}5}{32{,}3} = 3{,}33$

$N_{a\varphi}$ = 14 og $\overline{\gamma_M} = N_{a\phi} \frac{\bar{a} \cdot \tan \bar{\varphi}}{p_d} = 14 \cdot \frac{32{,}3 \cdot 0{,}54}{163{,}7} = \underline{1{,}49}$

x_o = 0,35 $X_o = x_o H$ =0,35·8 = 2,8 m
y_o = 1,65 $Y_o = y_o H$ =1,65·8 = 13,2 m

Etter rask utlegging av vegfylling (trafikklasten inngår kun i p_d og ikke p_e):

$$p_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t} = \frac{20 \cdot 11 + 13 - 10 \cdot 2}{1.0 \cdot 0{,}96 \cdot 1} = \frac{220 + 13 - 20}{0{,}96} = 221{,}9 kPa$$

$$p_e = \frac{\gamma H - \gamma_w H_w'}{\mu_w'} = \frac{20 \cdot 11 - 10 \cdot 6 - 20 \cdot 3}{0{,}92} = \frac{220 - 120}{0{,}92} = 108{,}7\, kPa$$

b = 1,5 og $\lambda_{a\varphi} = \frac{p_e}{\bar{a}} = \frac{108{,}7}{32{,}9} = 3{,}30$

$N_{a\varphi}$ = 14 og $\overline{\gamma_M} = N_{a\varphi} \frac{\bar{a} \cdot \tan \bar{\varphi}}{p_d} = 14 \cdot \frac{32{,}9 \cdot 0{,}55}{221{,}9} = \underline{1{,}14}$

x_o = 0,35 $X_o = x_o H$ =0,35·11 = 3,9 m
y_o = 1,65 $Y_o = y_o H$ =1,65·11 = 18,2 m

Etter langsom utlegging av vegfylling (trafikklasten inngår kun i p_d og ikke p_e):

$$p_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t} = \frac{20 \cdot 11 + 13 - 10 \cdot 2}{1.0 \cdot 0{,}96 \cdot 1} = \frac{233 - 20}{0{,}96} = 221{,}9\, kPa$$

$$P_e = \frac{\gamma H - \gamma_w H_w'}{\mu_w'} = \frac{20 \cdot 11 - 10 \cdot 6}{0{,}92} = \frac{220 - 60}{0{,}92} = 173{,}9\, kPa$$

b = 1,5 og $\lambda_{a\varphi} = \frac{P_e}{\bar{a}} = \frac{173{,}9}{32{,}9} = 5{,}29$

$N_{a\varphi}$ = 18 og $\overline{\gamma_M} = N_{a\varphi} \frac{\bar{a} \cdot \tan \bar{\varphi}}{p_d} = 18 \cdot \frac{32{,}9 \cdot 0{,}55}{221{,}9} = \underline{1{,}47}$

x_o = 0,23 $X_o = x_o H$ =0,23·11 = 2,5 m
y_o = 1,72 $Y_o = y_o H$ =1,72·11 = 18,9 m

4.8.3 Direkte-metoden, c_u-analyse

Før vegfylling legges ut:

$$\frac{H_t}{H} = \frac{2}{8} = 0{,}25 \qquad \frac{H_w}{H} = \frac{2}{8} = 0{,}25 \qquad d = \frac{4}{8} = 0{,}5 \rightarrow \quad \mu_t = 0{,}91 \quad \mu_w = 0{,}95$$

$$p_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t} = \frac{20 \cdot 8 + 0 - 10 \cdot 2}{1 \cdot 0{,}95 \cdot 0{,}91} = \frac{160 - 20}{0{,}865} = 161{,}8\, kPa$$

b=1,5 $\rightarrow$ N_o = 5,9 $\rightarrow$ $\gamma_M = N_\circ \frac{\overline{c_u}}{p_d} = 5{,}9 \cdot \frac{28{,}4}{161{,}8} = \underline{1{,}04}$ ($\overline{s_u}$ se kap. 4.8.1)

x_o = 0,8 $X_o = x_o H$ = 0,8·8 = 6,4 m y_o = 1,5 $Y_o = y_o H$ = 1,5·8 = 12,0 m

Etter rask utlegging av vegfylling:

$$\frac{q}{\gamma H} = \frac{13}{20 \cdot 11} = 0{,}059 \qquad d = \frac{4}{11} = 0{,}36 \rightarrow \quad \mu_q = 0{,}98$$

$$p_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t} = \frac{20 \cdot 11 + 13 - 10 \cdot 2}{0{,}98 \cdot 0{,}96 \cdot 1} = 226{,}4\, kPa$$

N_o = 6,1 $\rightarrow$ $\gamma_M = N_\circ \frac{\overline{c_u}}{p_d} = 6{,}1 \cdot \frac{29{,}4}{226{,}4} = \underline{0{,}79}$ ($\overline{c_u}$ se kap. 4.8.1)

x_o = 0,8 $X_o = x_o H$ = 0,8·11= 8,8 m y_o = 1,5 $Y_o = y_o H$ = 1,5·11= 16,5 m

4.8.4 Overslag etter NGI-publikasjon nr. 16

Beregningene er utført for glidesnitt 2 i Figur 4. 20 der fyllingen er utlagt og 100 % konsolidering forutsettes.

Lam. nr	α	ΔB M	p_o' kPa	u kPa	a kPa	φ °	F_v tanα kN/m	(a+p_o`)ΔBtanφ kN/m
1	68,0	1,1	107	0	40	30	291,3	93,4
2	53.0	3.7	206	40	40	30	1011,5	440,1
3	29.5	5.5	220	74	30	28	684,6	514,7
4	8.0	5.0	186	78	30	28	130,7	366,9
5	-13.0	6.0	110	55	30	28	-152,4	271.2
6	-31.0	4.0	50	35	30	28	-120,2	95,7
							Σ = 1845,5	

Lam. nr	Iterasjon nr. 1: γ_M=1,20	
	$(1+\tan\alpha\cdot\frac{\tan\varphi}{\gamma_M})\cos^2\alpha$	$\frac{(a+p_0')\Delta B\cdot\tan\varphi}{(1+\tan\alpha\cdot\frac{\tan\varphi}{\gamma_M})\cos^2\alpha}$
1	0,307	303,7
2	0,593	741,6
3	0,947	543,3
4	1,042	352,2
5	0,852	318,2
6	0,539	177,5
		Σ = 2436,5

$$\gamma_M = \frac{2436,5}{1845,5+33-20} = \underline{1,31}$$

Lam. nr	Iterasjon nr. 2: γ_M=1,31	
	$(1+\tan\alpha\cdot\frac{\tan\varphi}{\gamma_M})\cos^2\alpha$	$\frac{(a+p_0')\Delta B\cdot\tan\varphi}{(1+\tan\alpha\cdot\frac{\tan\varphi}{\gamma_M})\cos^2\alpha}$
1	0,293	318,3
2	0,574	766,8
3	0,931	552,6
4	1,042	353,9
5	0,852	315,1
6	0,556	172,2
		Σ = 2479,1

$$\gamma_M = \frac{2479,1}{1845,5+33-20} = \underline{1,33}$$

Lam. nr	Iterasjon nr. 3: γ_M=1,33	
	$(1+\tan\alpha\cdot\frac{\tan\varphi}{\gamma_M})\cos^2\alpha$	$\frac{(a+p'_0)\Delta B\cdot\tan\varphi}{(1+\tan\alpha\cdot\frac{\tan\varphi}{\gamma_M})\cos^2\alpha}$
1	0,291	321,2
2	0,570	771,7
3	0,928	554,4
4	1,036	354,3
5	0,862	314,6
6	0,559	171,3
		Σ = 2487,5

$$\gamma_M = \frac{2487,5}{1845,5+33-20} = \underline{1,34}$$

Figur 4.21 Eksempel på håndregning etter Janbus formel for aφ-analyse (uten f_o).

4.8.5 Sammenstilling av resultater fra ulike program

Sammenstillingen er utført ved å betrakte ulike overslagsmetoder og beregningsprogram. For metodene Janbu publ. 16 og GPS-EXCEL er det beregnet med henholdsvis glideflate 1 (naturlig terreng) og glideflate 2 (med vegfylling og 13 kPa trafikklast) i Figur 4. 17. For de resterende metodene/programmene er det regnet med de mest kritiske skjærflatene for hver enkelt metode/program. Disse kritiske skjærflatene er ikke nødvendigvis de samme fra metode til metode.

Metode/ program	Materialkoeffisient for		
	Naturlig terreng γ_M	Vegfylling lagt ut og 0 % kons. γ_M	Vegfylling lagt ut og 100 % kons. γ_M
c_u-analyse			
Direkte metode	1,04	0,79	
GeoStab 1)	1,19	0,75	
GeoSuite stabilitet 2)	1,07	0,75	
Plaxis 3)	1,08	0,73	
GPS- EXCEL 4)	1,11	0,77	
aϕ-analyse			
Direkte metode	1,49	1,14	1,47
GeoStab 1)	1,79		1,50
GeoSuite stabilitet 2)	1,71		1,47
Plaxis 3)	1,66	1,06	1,44
Janbu publ. 16	1,64	1,10	1,34
GPS-EXCEL	1,89		1,43

Figur 4.22 Sammenstilling av resultater fra stabilitetsanalyser.

[1] *Bidraget fra horisontale krefter fra vann, vannfylte sprekker og vegfylling er ikke medtatt i beregningene med GeoStab. Glidesnittet går derimot gjennom henholdsvis tørrskorpen og vegfyllingen.*

[2] *Ved bruk av Postograf /Beast er det som for GeoStab forutsatt at glidesnittet også går gjennom vegfyllingen.*

[3] *Effekten av vannfylt sprekk i tørrskorpen er ikke medtatt i denne beregningen med Plaxis. Glidesnittet går derimot gjennom tørrskorpen.*
[4] *Lamelle 1 og 2 er stått sammen for å få GPS-EXCEL til å konvergere i disse beregningene.*

Selv om det er benyttet noe forskjellige forutsetninger for de forskjellige metodene/ programmene for stabilitetsanalysene viser relativt ensartede resultater for de forskjellige vurderte tilfellene. Også beliggenheten av kritisk skjærflate er forholdsvis like for de forskjellige metodene.

De mest markante forskjellene i resultater kan i hvert fall delvis forklares med forskjellige forutsetninger som legges til grunn i de forskjellige metodene/programmene. Når det gjelder situasjonen med naturlig terreng synes variasjonene særlig å knytte seg til om effekten vannfylt marksprekk i tørrskorpen er medtatt eller ikke.

4.9 SYMBOLLISTE

Symbol	Forklaring	
a	attraksjon	
a_u	hjelpestørrelse	
α	skjærflatens helning med horisontalplanet	
α	seismisk koeffisient ved jordskjelv	
A_1/a_2	plassering av sirkelsentrum for glidesirkel	
ΔB	lamellebredde	
β	helningsvinkel for skråning	
c	kohesjon	
c_A	skjærfasthet, aktiv	
c_D	skjærfasthet, direkte	
c_P	skjærfasthet, passiv	
c_u	udrenert skjærfasthet	
C_v	konsolideringskoeffisient	
D	poretrykksparameter	
F_h	horisontalkraft	
F_v	vertikalkraft	
f_0	korreksjonsfaktor	
φ	friksjonsvinkel	
γ	tyngdetetthet	
γ_f	lastfaktor	
γ_m	materialkoeffisient	
γ_{md}	sikkerhet mot drenert brudd	
γ_{mu}	sikkerhet mot udrenert brudd	
H	dreneringens lengde	
H_W	ytre vannstand	
H_W’	høyde opp til grunnvannstand	
K_0’	hviletrykkskoeffisient	
I_p	plastisitetsindeks	
L	buelengde	
ΔL	bueelement	

M_d	drivende moment	
M_s	stabiliserende moment	
N_o	stabilitetstall	
$N_{a\varphi}$	stabilitetstall	
p_0'	effektivt overlagringstrykk	
p_v	vertikalt overlagringstrykk	
p_d	totalt referansetrykk	
p_e	effektivt referansetrykk	
q	trafikklast	
R	radius	
r_u	poretrykksforhold	
r_σ	normaltrykkskoeffisient	
r_τ	skjærtrykkskoeffisient	
ρ	dimensjonerende friksjonsvinkel	
t	tid for drenering	
T	tidsfaktor	
σ_1	hovedspenning	
σ_2	hovedspenning	
σ_3	hovedspenning	
τ_A	skjærfasthet, aktiv	
τ_D	skjærfasthet, direkte	
τ_P	skjærfasthet, passiv	
τ_k	udrenert skjærstyrke	
ν	poissonstallet	
u	poretrykk	
θ	hjelpestørrelse	
z	dybde	
ψ	dilatansvinkel	
$\Delta\sigma_m$	endring i middelspenning	
$\Delta\sigma_d$	endring i deviatorspenning	
$\overline{\beta_u}$	retningsvinkel for spenningssti	

4.10 REFERANSELISTE

1. Arbeidstilsynet, *Veiledning til forskrift om graving og avstiving av grøfter.* 1993.
2. Arbeidstilsynet, *Forskrift om graving og avstivning av grøfter. FOR 1985-11-19 nr. 2105, (bestillingsnr.151)*. 1985.
3. Andresen, L., *Stabilitetsanalyser av skråninger, skjæringer og fyllinger. Eksempel fra praksis, bruk av ulike analysemetoder. Høy fylling på Leirsund*, *NGF/NIF/NB-kurs Rica Hell Hotell, 20-22. mai 2003*.
4. Berre, T., *Apparatur og prosedyrer i laboratoriet for å bestemme skjærstyrke av leire*, *Rapport 56103-26*. 1983, NGI Oslo.
5. Brinkgreve, R.B.J., *PLAXIS 2D - version 9.* <http://www.plaxis.nl>. 2008: A.A. Balkema Publishers.

6. Bruun, H., *GPS-Excel.xls Program for beregning av skråningsstabilitet. Excel-versjon*, *Intern rapport: nr. 2166.* 2000, Statens vegvesen Vegdirektoratet, Teknologiavdelingen.: Oslo.

7. Bruun, H., *GeoStab. Program for beregning av skråningsstabilitet. Versjon 1.0.*, *Intern rapport nr. 2176.* 2000, Statens vegvesen Vegdirektoratet, Teknologiavdelingen.: Oslo.

8. Duncan, M., *Landslides. Investigation and mitigation*, *Special report 247.* 1997, Transportation Research Board. National Research Council.

9. Emdal, A., *Stabilitetsanalyser av skråninger, skjæringer og fyllinger. Klassiske beregningsmetoder*, *NGF/NIF/NB-kurs Rica Hell Hotell, 20-22. mai 2003.*

10. Frimann Clausen, C.J., *Beast, a computer program for limit equilibrium analysis by the method of slices*, *Report 8302-2, revision 1, 24. april 1990.*

11. Hjeldnes, E., *Geotekniske stabilitetsanalyser i teori og praksis. En direkte metode for stabilitetsanayser*, *Kursdagene NTH*. 1971: Trondheim.

12. Janbu, N., Bjerrum, L., Kjærnsli, B., *Veiledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver*, *Publikasjon nr. 16*. 1956, Norges Geotekniske Institutt: Oslo.

13. Janbu, N., *Slope Stability Computations*, *Soil Mechanics and Foundations Engineering Report*. 1968, NTH: Trondheim.

14. Janbu, N., *Grunnlag i geoteknikk*. 1970, Trondheim: Tapir forlag.

15. Kaynia, A.M., *Jordskjelvregelverk for geoteknisk prosjektering, Eurokode 8 - del 1 og 5*, *Geoteknisk prosjektering etter Eurokode 7 - praktisk innføring*, Norsk Geoteknisk Forening: Kurs Rica Hell Hotel februar 2010.

16. Nordal, S., Glåmen, M.G., *Stabilitetsanalyser av skråninger, skjæringer og fyllinger. FEM-analyser*, *NFG/NIF/NB-kurs Rica Hell Hotell, 20-22. mai 2003*. 2003.

17. Statens vegvesen, *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, *Håndbok 274*. 2008.

18. Svanø, G., *Effective stress analysis undrained*, *Program documentation for ESAU. STF69 A86033*. 1986, SINTEF.

19. Thakur V., Bæverfjord, M.G.G., Grande L., Pile movements induced instability of engineered slopes 12th International conference of International Association of Computer Methods and Advances in Geomechanics (12: Goa : 2008)

20. Aarhaug, O.R., *Geoteknikk og fundamenteringslære 2*. 1984: NKI-forlaget.

21. *NS-EN 1998-1:2004+NA:2008, Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. 2008, Standard Norge.

22. *NS-EN 1998-5:2004+NA:2008, Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold* 2008, Standard Norge.

Kapittel 5

JORDTRYKK

5.1 INNLEDNING 5-2
5.2 EFFEKTIVSPENNINGSANALYSE - DIMENSJONERING 5-4
5.2.1 Horisontalt terreng 5-4
5.2.2 Hellende terreng. 5-6
5.2.3 Jordtrykk mot hellende vegg (skrå jordfront) 5-8
5.3 TOTALSPENNINGSANALYSE 5-8
5.3.1 Horisontalt terreng 5-8
5.3.2 Hellende terreng 5-9
5.4 ANDRE FORHOLD 5-10
5.4.1 Støttemur mot berg 5-10
5.4.2 Jordtrykk ved komprimering 5-11
5.4.3 Hviletrykk (K_0) 5-12
5.5 BEREGNINGSEKSEMPLER 5-12
5.5.1 Effektivspenningsanalyse – hellende terreng – aktivt jordtrykk. 5-12
5.5.2 Effektivspenningsanalyse – hellende terreng – passivt jordtrykk. 5-14
5.5.3 Totalspenningsanalyse – horisontalt terreng – passivt jordtrykk 5-15
5.6 SYMBOLLISTE 5-17
5.7 REFERANSELISTE 5-17

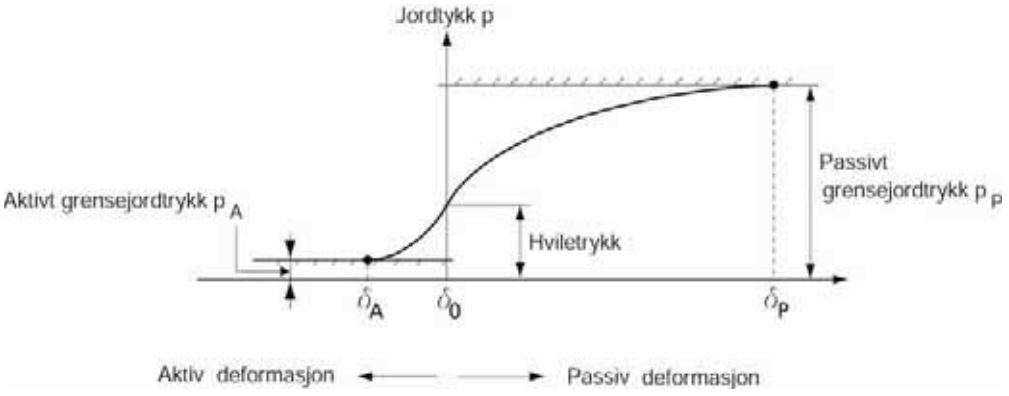
5.1 INNLEDNING

Dette kapitlet omhandler jordtrykksberegninger mot støttekonstruksjoner i henhold til de teorier som det undervises i ved Institutt for Geoteknikk ved NTNU i Trondheim, men andre metoder som Coulombs jordtrykksteori eller fremgangsmåte beskrevet i NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 Tillegg C kan også benyttes. Anvendelse på støttemurer og landkar og spuntkonstruksjoner er behandlet i henholdsvis kapittel 9 og kapittel 10. For valg av partialfaktorerer og jordparametre henvises til kapittel 0 og kapittel 2.

I det følgende er det skilt mellom:

a. Aktiv tilstand - konstruksjonen unnviker fra jorden
b. Passiv tilstand – konstruksjonen presses inn mot jorden.

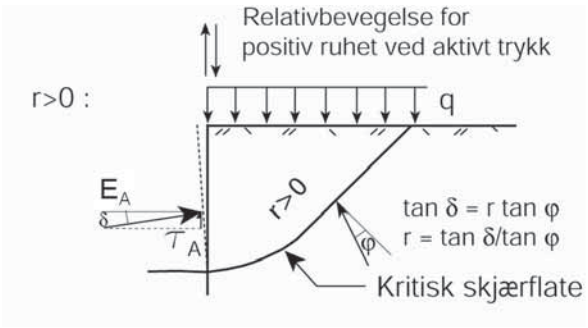
Jordtrykkene er deformasjonsavhengige. Det vil si at mobilisering av aktivt eller passivt jordtrykk fra en hviletrykkstilstand vil kreve deformasjon.



Figur 5.1 Sammenheng mellom jordtrykk og deformasjon.

For deformasjonsavhengige analyser er det viktig å ta med i betraktning at jord er et typisk ikke-lineært materiale. Initielt er jordoppførselen lineær-elastisk, men det skal relativt små deformasjoner til før arbeidskurven blir ikke-lineær og plastisk, se figur 5.1. Aktivt grensejordtrykk mobiliseres ved deformasjon δ_A, mens passivt grensejordtrykk mobiliseres ved δ_P. Som illustrert på figuren skal det betraktelig større deformasjon til 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 2-3 % av konstruksjonshøyden.

Bevegelse mellom støttekonstruksjonen og bakenforliggende jordmasser virker også inn på jordtrykket. Dette kan 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 beveger seg nedover i forhold til konstruksjonen. Dette kan illustreres som vist i figur 5.2

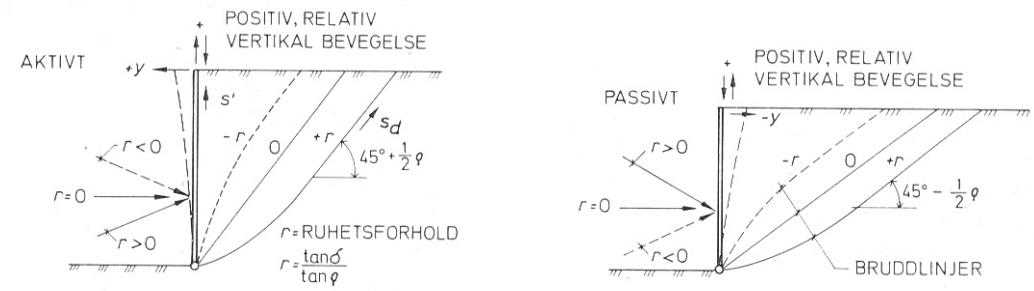


Figur 5.2 Positiv ruhet ved aktivt jordtrykk

Ruheten r mellom en støttekonstruksjon og bakenforliggende jord kan defineres som forholdet mellom skjærspenningen τ som er mobilisert langs støtteveggen og den mobiliserte skjærfastheten i jorda.

$$r = \frac{(p_A' + a)\tan\delta}{(p_A' + a)\tan\varphi_d} = \frac{\tan\delta}{\tan\varphi_d}$$

Retningen for τ vil ha betydning for trykket mot veggen. Dersom deformasjonene er som vist i fig 5.2, 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 5.3.



Figur 5.3 Bruddflatenes form ved positiv og negativ ruhet

Før aktuelle jordtrykk kan beregnes må grunnlaget for beregningen avklares, dvs:

a) Skal det utføres totalspenningsanalyse eller effektivspenningsanalyse?
b) Er det aktivt eller passivt trykk?
c) Hva er sannsynlig ruhet og hvilket fortegn har den? (r)
   For valg av verdier for r vises det til kapitlene 9 og 10
d) Hvilken materialkoeffisient kreves? (γ_M)
e) Hvilken mobiliseringsgrad er sannsynlig / nødvendig? (f)
f) Hvilke ytre laster (q) er til stede, og hvilke lastfaktorer skal brukes på disse? (γ_F)
g) Hva er terrenghelningen bak støttekonstruksjonen? (β)
h) Hva er helningen av frontveggen? (δ)

5.2 EFFEKTIVSPENNINGSANALYSE - DIMENSJONERING

5.2.1 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 5.4.

$$\tan\varphi_d = f \cdot \tan\varphi$$

eller

$$\tan\varphi_d = \frac{\tan\varphi}{\gamma_M}$$

Mobiliseringsgraden (f) benyttes ved beregning av jordtrykk i situasjoner der det mobiliseres en mindre del av skjærstyrken enn det som tilsvarer γ_M. For verdier for γ_M og f relatert til støttemurer se kapittel 9.

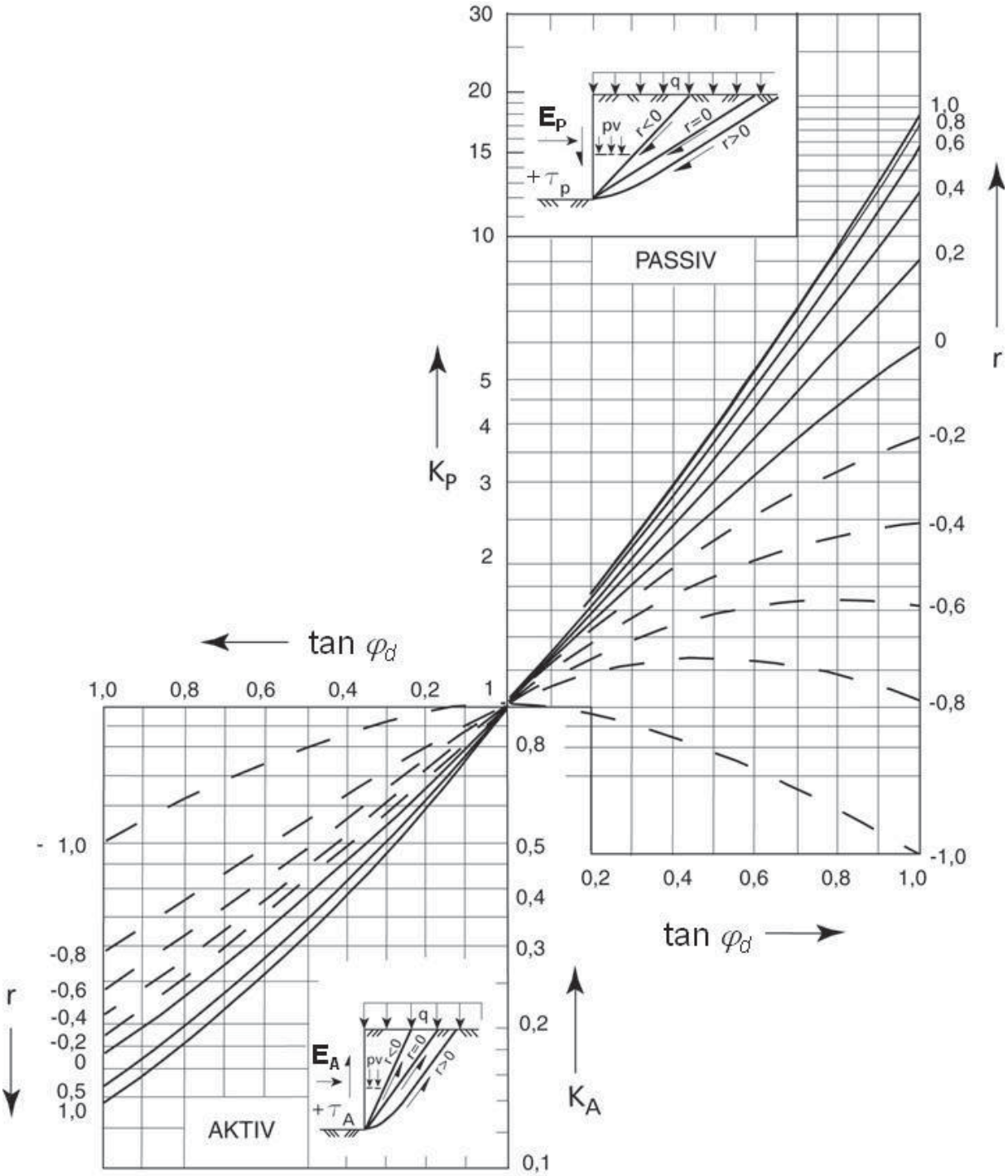
Her benevnes jordtrykk med p_A og p_P (kPa) for henholdsvis aktivt og passivt jordtrykk mens resulterende lastvirkningskraft fra jordtrykket benevnes E_A og E_P (kN) i samsvar med Eurokodene.

Ved aktiv tilstand er jordtrykkskomponentene gitt ved:

$$p_A' + a = K_A \cdot (p_v' + a)$$
$$p_V' = q + \bar{\gamma} \cdot z$$
$$\tau_A = r \cdot \tan\varphi_d \cdot (p_A' + a)$$

Ved passiv tilstand er jordtrykkskomponentene gitt ved:

$$p_P' + a = K_P \cdot (p_v' + a)$$
$$p_V' = q + \bar{\gamma} \cdot z$$
$$\tau_P = r \cdot \tan\varphi_d \cdot (p_P' + a)$$



Figur 5.4 Effektivspenningsanalyse – jordtrykkskoeffisienter ved horisontalt terreng (etter NTNU).

5.2.2 Hellende terreng.

Ved hellende terreng er jordtrykkskomponentene for aktiv tilstand gitt ved:

$$p_A'+a = K_{\beta A} \cdot \left(p_v'+a\right) + \frac{s}{s-\omega_A} \cdot a$$

$$p_v' = q + \bar{\gamma} \cdot z$$

$$\tau_A = r \cdot \tan\varphi_d \cdot \left(p_A'+a\right)$$

der:

$$s = \frac{\tan\beta}{\tan\varphi_d} \qquad \text{og}$$

$$\omega_A = \frac{\tan\vartheta_A}{\tan\varphi_d} = 1 + \frac{1}{\sin\varphi_d} \cdot \sqrt{\frac{1-s}{1+r}} = 1 + \frac{1}{\tan\varphi_d} \cdot \sqrt{\frac{\left(1+\tan^2\varphi_d\right)\cdot\left(1-s\right)}{1+r}}$$

Jordtrykkskoeffisienten $K_{\beta A}$ tas ut fra figur 5.5 der:

$$t = \left(1+r\right)\cdot\left(1-s\right) \qquad og \quad 0 < t < 4$$

For passiv tilstand er jordtrykkskomponentene ved hellende terreng gitt ved:

$$p_P'+a = K_{\beta P} \cdot \left(p_v'+a\right) + \frac{s}{s-\omega_P} \cdot a$$

$$p_v' = q + \bar{\gamma} \cdot z$$

$$\tau_P = r \cdot \tan\varphi_d \cdot \left(p_P'+a\right)$$

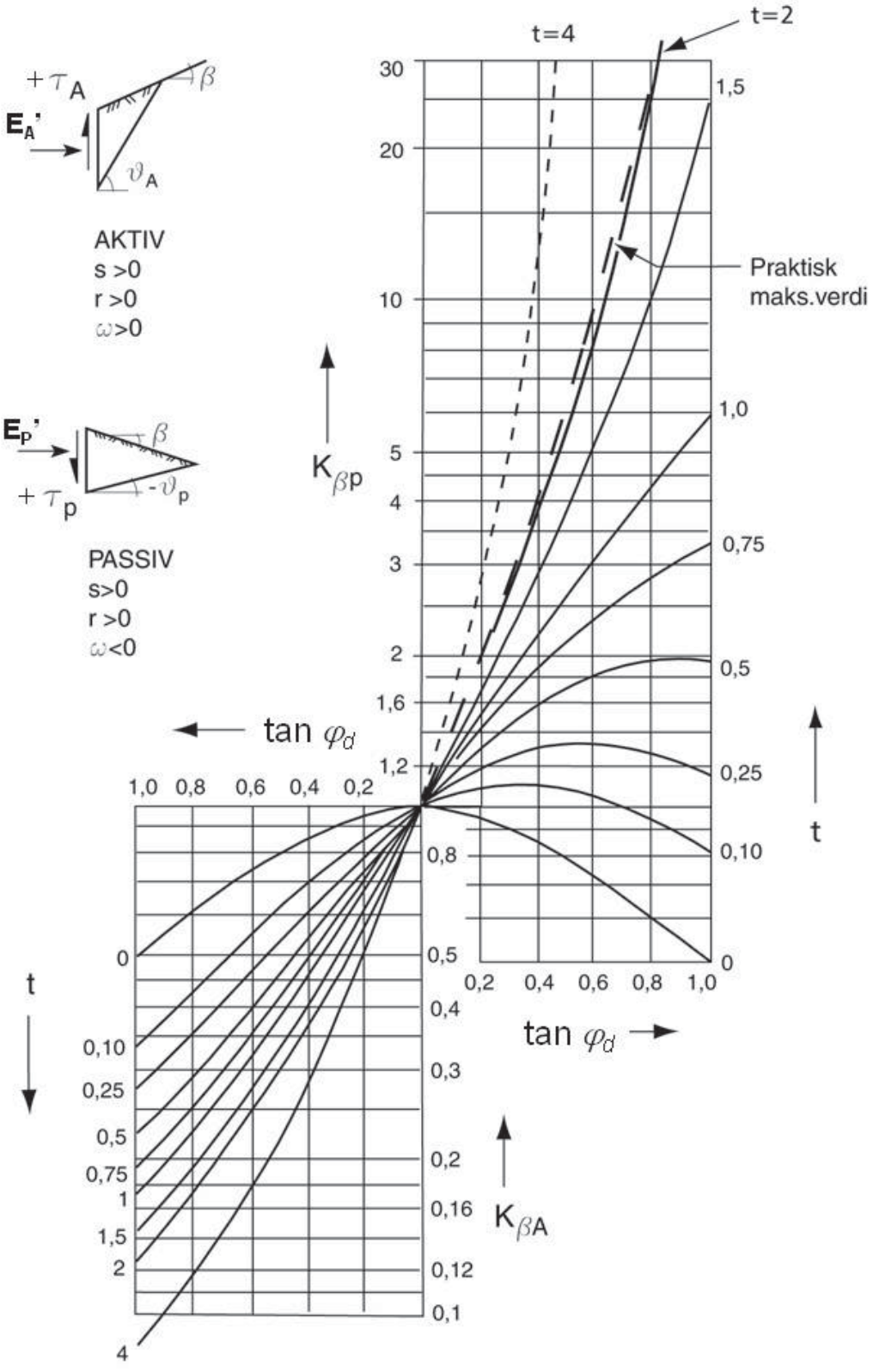
der:

$$s = \frac{\tan\beta}{\tan\varphi_d} \qquad \text{og}$$

$$\omega_P = \frac{\tan\vartheta_P}{\tan\varphi_d} = 1 - \frac{1}{\sin\varphi_d} \cdot \sqrt{\frac{1-s}{1+r}} = 1 - \frac{1}{\tan\varphi_d} \cdot \sqrt{\frac{\left(1+\tan^2\varphi_d\right)\cdot\left(1-s\right)}{1+r}}$$

Jordtrykkskoeffisienten $K_{\beta P}$ tas ut fra figur 5.5 der:

$$t = \left(1+r\right)\cdot\left(1-s\right) \qquad og \quad 0 < t < 4$$



Figur 5.5 Effektivspenningsanalyse – jordtrykkskoeffisienter ved hellende terreng og plane skjærflater (etter NTNU).

I figur 5.5 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

fortegnsregler gjelder for vinkelen ϑ og i figuren for passivt jordtrykk er derfor vist med negativt fortegn

5.2.3 Jordtrykk mot hellende vegg (skrå jordfront)

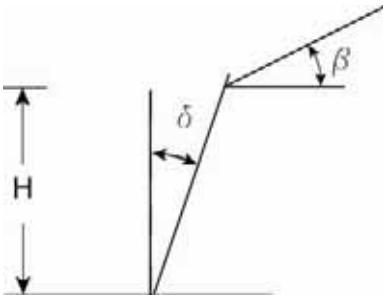
For vertikal vegg er jordtrykkskoeffisienten lik K_A, og tas ut av diagrammene på figur 5.4 og/eller figur 5.5.

Dersom veggen har en helning δ, se figur 5.6, kan korrigert jordtrykkskoeffisient $K_{A,korr}$ tilnærmet settes:

$$K_{A,korr} = K_\delta \cdot K_A \quad \text{der:} \quad K_\delta = \frac{\cos^2(\delta + \varphi_d)}{\cos^3 \delta \cdot \cos^2 \varphi_d}$$

Begrensninger:
$0 \le \rho \le 40^0$
$0 \le \delta \le 40^0$

Formelen gjelder strengt tatt for $r = 0$, men kan med akseptabel nøyaktighet brukes innen området $-0{,}5 \le r \le 0{,}7$.



Figur 5.6 Jordtrykk mot hellende vegg

Jordtrykk mot hellende vegg, som vist her, gjelder bare for effektivspenningsanalyse.

5.3 TOTALSPENNINGSANALYSE

5.3.1 Horisontalt terreng

Udrenert skjærstyrke = c_u
Mobilisert udrenert skjærstyrke er = τ_c

$$\tau_c = f \cdot c_u$$

eller

$$\tau_c = \frac{c_u}{\gamma_M}$$

Mobiliseringsgraden (*f*) benyttes ved beregning av jordtrykk der det kan være at det mobiliseres mindre del av skjærstyrken i det faktiske tilfellet enn det som tilsvarer γ_M (se kapittel 9 for støttemurer og landkar)

Ved aktivt jordtrykk er jordtrykkskomponentene:

$p_A = q + \gamma \times z - K_\tau \times \tau_c$

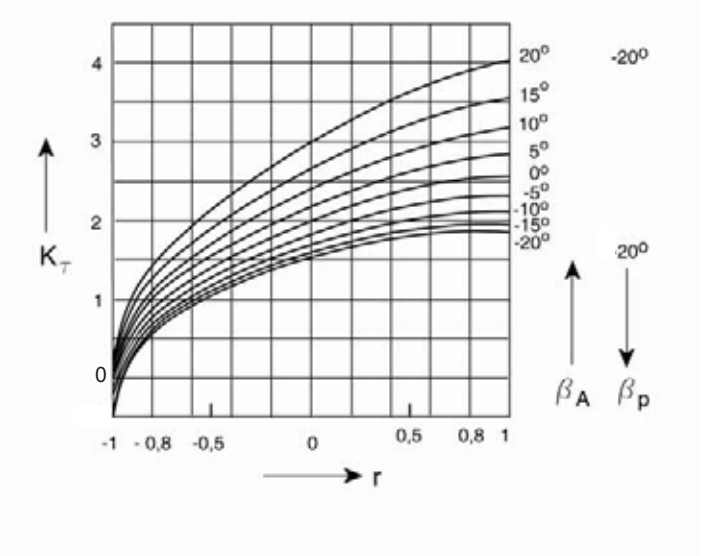
$\tau_A = r \cdot \tau_c$

Ved passivt jordtrykk er jordtrykkskomponentene:

$p_P = q + \gamma \times z + K_\tau \times \tau_c$

$\tau_P = r \cdot \tau_c$

Jordtrykkskoeffisienten K_τ tas ut av diagram på figur 5.7. For horisontalt terreng tas verdi ut for $\beta=0$. For hellende terreng vises det til forklaring under avsnitt 5.3.2.



Figur 5.7 Totalspenningsanalyse, jordtrykkskoeffisienten K_τ (etter NTNU).

5.3.2 Hellende terreng

Ved aktiv tilstand kan jordtrykkskomponentene uttrykkes som:

$$p_A = K_{q\gamma} \cdot (q + \gamma \cdot z) - K_\tau \cdot \tau_c$$

$$\tau_A = r \cdot \tau_c$$

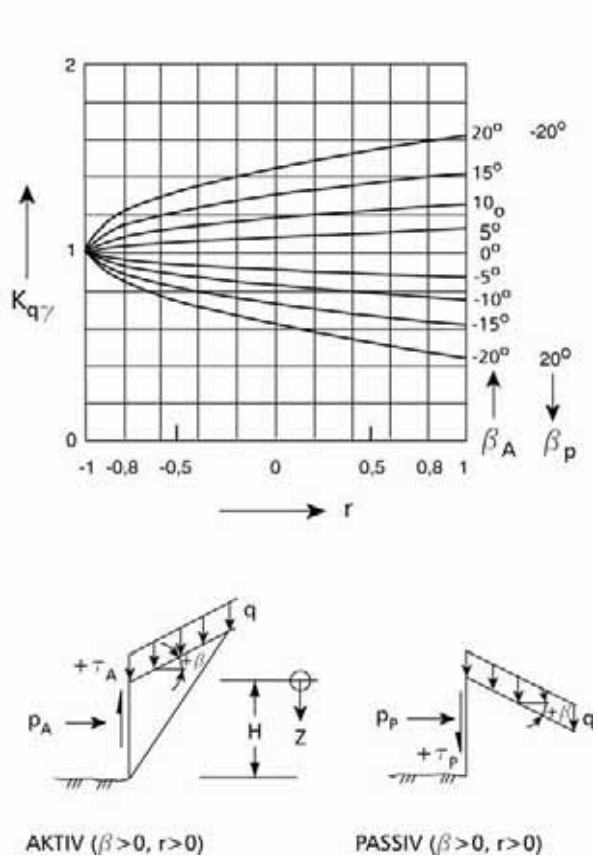
Tilsvarende uttrykkes jordtrykkskomponentene for passiv tilstand ved:

$$p_P = K_{q\gamma} \cdot (q + \gamma \cdot z) + K_\tau \cdot \tau_c$$
$$\tau_P = r \cdot \tau_c$$

Jordtrykkskoeffisienten K_τ tas ut av diagram i figur 5.7 og koeffisienten $K_{q\gamma}$ tas ut av diagram i figur 5.8. Ved bruk av diagrammene gjelder følgende begrensninger for hellende terreng:

For $\left|15^0\right| < \beta \le \left|20^0\right|$ *skal* $\xi \le 2{,}0$ og for $\beta \le \left|15^0\right|$ *skal* $\xi \le 2{,}5$ og:

$$\xi = \frac{q}{\tau_c \cdot \cos\beta} + \frac{\gamma \cdot H}{2\tau_c}$$



Figur 5.8 Totalspenningsanalyse, jordtrykkskoeffisienten $K_{q\gamma}$ (etter NTNU).

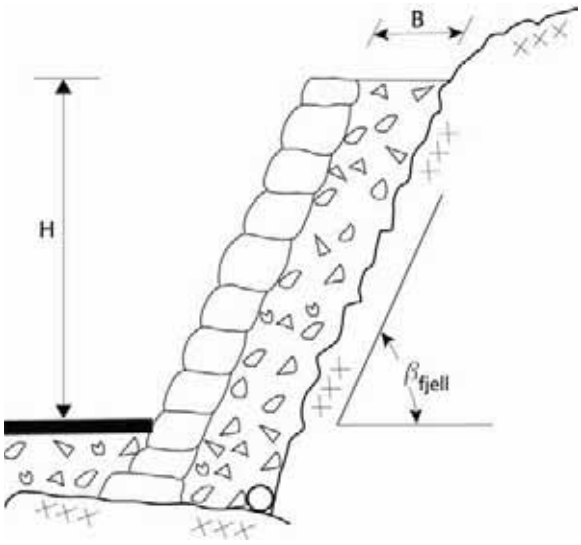
5.4 ANDRE FORHOLD

5.4.1 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 5.9. Dersom man fyller friksjonsmasser med god permeabilitet inn mot berg bak muren, og sørger for god drenering, kan dette 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 må bruke betraktningen med varsomhet.

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 kan bygge seg opp vanntrykk bak en slik mur.



Figur 5.9 Støttemur mot berg

Dersom en regner med et jevnt fordelt horisontaltrykk mot muren samt reduksjonsfaktor for helning av muren vil aktivt jordtrykk være:

$$p_A = \frac{\gamma \cdot B \cdot \gamma_M}{(r_1 + r_2) \cdot \tan\varphi} \cdot \left(1 - \frac{r_2 \cdot \tan\varphi}{\gamma_M \cdot \tan\beta}\right)$$

Formlene gjelder innenfor følgende begrensninger:

B/H $\leq 1/5$, B $\leq$ 1 m og H $\leq$ 6 m

r_1 = ruhet mot muren
r_2 = ruhet mot bergveggen
φ = friksjonsvinkel

Alternativt til å regne med jevnt fordelt horisontaltrykk mot muren kan aktivt jordtrykk benyttes til den dybde der dette er mindre enn trykk beregnet som ”silotrykk”.

5.4.2 Jordtrykk ved komprimering

Komprimering av massene bak en konstruksjon vil gi økte horisontalspenninger mot konstruksjonen.

Det er viktig at bakfyllmasser komprimeres jevnt og med lett utstyr.

5.4.3 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 5.1.

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 NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 angis at K_0 kan bestemmes med følgende formel for horisontalt terreng:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{OCR}$$

med forbehold om at formelen ikke bør benyttes for svært høye verdier av OCR.

For skrånende terreng med helningsvinkel $\beta \leq \varphi'$ i forhold til horisontalen, kan horisontalkomponenten av jordtrykket $\sigma'_{h;0}$ relateres til det effektive overlagringstrykket q' ved forholdstallet $K_{0;\beta}$, der:

$$K_{0;\beta} = K_0 \cdot (1 - \sin \beta)$$

og retningen av jordtrykksresultanten antas å være parallell med terrengoverflaten.

Der bakfyllmassene komprimeres er hviletrykket bestemt av komprimeringen. Formler som $K_0 = 1 - \sin\varphi$ bør ikke benyttes i slike tilfeller.

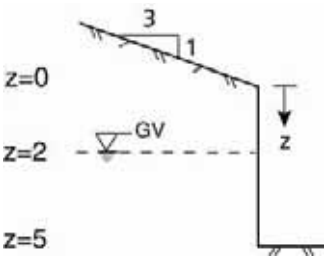
For vurdering av K_0 se også kapittel 2.9.7

5.5 BEREGNINGSEKSEMPLER

Det er i dette avsnittet vist eksempler på jordtrykksberegning utført etter beskrivelse tidligere i kapitlet.

5.5.1 Effektivspenningsanalyse – hellende terreng – aktivt jordtrykk.

Det skal beregnes aktivt jordtrykk for en 5 m høy vegg, med hellende terreng i bakkant, prinsippskisse er vist på figur 5.10.



Figur 5.10 Prinsippskisse - hellende terreng.

Følgende parametre legges til grunn for beregningen:

$\gamma = 20\ kN/m^3$
$a = 0\ kPa$
$\tan\varphi = 0{,}50$
$r = 0{,}5$
$\gamma_M = 1{,}4$

Verdi for f i bruksgrensetilstanden hentes fra kapittel 9, Figur 9.2. Største f for normal konstruksjon og myk undergrunn blir da $f = 0{,}80$ og $1/f = 1{,}25$, dvs benytter $\gamma_m = 1{,}4$ i jordtrykksberegningene.

$$\tan\varphi_d = \frac{\tan\varphi}{\gamma_M} = \frac{0{,}5}{1{,}4} = 0{,}36$$

$$s = \frac{\tan\beta}{\tan\varphi_d} = \frac{0{,}33}{0{,}36} = 0{,}93$$

$$t = (1+r)\cdot(1-s) = (1+0{,}5)\cdot(1-0{,}93) = 0{,}1 \qquad 0 < t < 4 \text{ OK}$$

Jordtrykkskoeffisienter bestemmes ut fra diagram i figur 5.5: $K_{\beta A} = 0{,}72$

Jordtrykk beregnes for ulike dybder (z). Eksempel på beregning for dybde 2m er vist under.

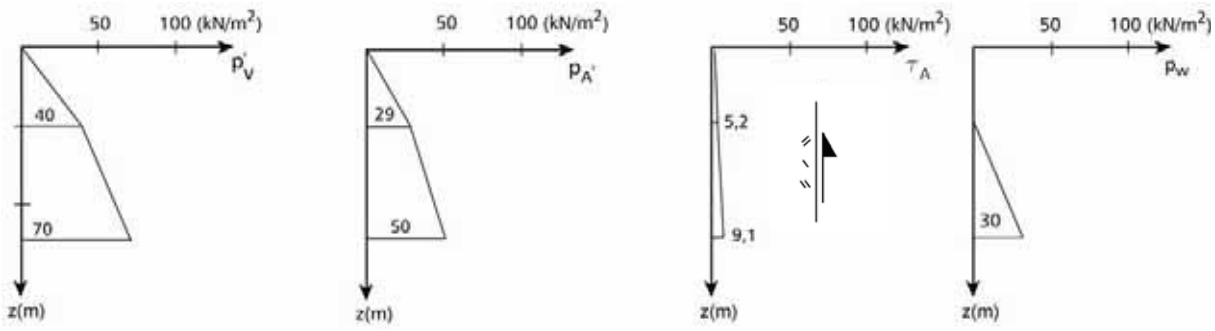
$$p_v' = q + \bar{\gamma}\cdot z = 0 + 20\cdot 2 = 40\,kPa$$

$$p_A' + a = K_{\beta A}\cdot(p_v' + a) + \frac{s}{s-\omega}\cdot a \Rightarrow \quad p_A' = K_{\beta A}\cdot(p_v') = 0{,}72\cdot(40) = 29\,kPa$$

$$\tau_A' = r\cdot\tan\varphi_d\cdot(p_A' + a) = 0{,}5\cdot 0{,}36\cdot(29+0) = 5{,}2 kPa$$

Fullstendige beregninger kan f.eks føres i tabell som vist under og/eller tegnes opp som vist på figur 5.11.

z **m**	p_v' ***kPa***	p_A' ***kPa***	τ_A' ***kPa***	p_w ***kPa***
0	0	0	0	
2	40	29	5,2	0
5	70	50	9,1	30



Figur 5.11 Jordtrykkskomponenter – aktivt jordtrykk.

5.5.2 Effektivspenningsanalyse – hellende terreng – passivt jordtrykk.

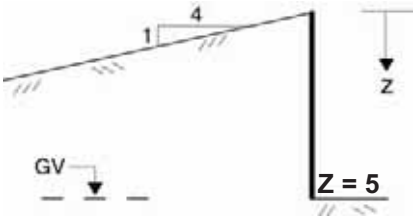
Det skal beregnes passivt jordtrykk for en 5 m høy støttemur, med hellende terreng i bakkant, prinsippskisse er vist på figur 5.12.

Følgende parametere legges til grunn for beregningen:

$\gamma = 20\ kN/m^3$
$a = 0\ kPa$
$\tan\varphi = 0{,}60$
$r = 0{,}5$
$\gamma_M = 1{,}4$

Fra kapittel 9, figur 9.2: $f = 0{,}7$ for normal konstruksjon og middels undergrunn

Dette gir $f = 0{,}7$ og $1/f = 1{,}43$. Velger å benytte $\gamma_M = 1{,}4$ i de videre beregninger.



Figur 5.12 Prinsippskisse - hellende terreng.

$$\tan\varphi_d = \frac{\tan\varphi}{\gamma_M} = \frac{0{,}6}{1{,}4} = 0{,}43$$

$$s = \frac{\tan\beta}{\tan\varphi_d} = \frac{0{,}25}{0{,}43} = 0{,}58$$

$$t = (1+r)\cdot(1-s) = (1+0{,}5)\cdot(1-0{,}58) = 0{,}6 \qquad 0 < t < 4 \text{ OK}$$

Jordtrykkskoeffisient bestemmes ut fra diagram i figur 5.5: $K_{\beta P} = 1{,}8$

Jordtrykk beregnes for ulike dybder (z). Eksempel på beregning for dybde 2m og 5 m er vist under.

$$p_v' = q + \bar{\gamma}\cdot z = \gamma\cdot z = 20\cdot 2 = 40\,kPa$$

$$p_P' + a = K_{\beta P}\cdot(p_v' + a) + \frac{s}{s-\omega_P}\cdot a = K_{\beta P}\cdot p_v' = 1{,}8\cdot 40 = 72\,kPa$$

$$\tau_P = r\cdot\tan\varphi_d\cdot(p_P' + a) = r\cdot\tan\varphi\ \cdot p_P' = 0{,}5\cdot 0{,}43\cdot 72 = 15{,}5kPa \approx 16kPa$$

Dersom helning på terreng foran mur hadde vært 1:3 ville dette i 2 m dybde gitt:

$$s = \frac{\tan\beta}{\tan\varphi_d} = \frac{0{,}33}{0{,}43} = 0{,}77$$

$$t = (1+r)\cdot(1-s) = (1+0{,}5)\cdot(1-0{,}76) = 0{,}35 \quad \text{og} \quad K_{\beta P} = 1{,}5$$

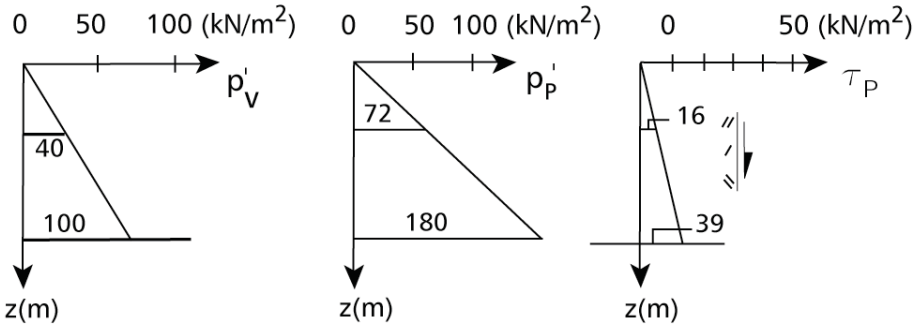
$$p_v' = q + \bar{\gamma}\cdot z = \gamma\cdot z = 20\cdot 2 = 40\,kPa$$

$$p_P' + a = K_{\beta P}\cdot(p_v' + a) + \frac{s}{s-\omega_P}\cdot a = K_{\beta P}\cdot p_v' = 1{,}5\cdot 40 = 60\,kPa$$

$$\tau_P = r\cdot\tan\varphi_d\cdot(p_P' + a) = r\cdot\tan\varphi_d\cdot p_P' = 0{,}5\cdot 0{,}43\cdot 60 = 12{,}9kPa \approx 13kPa$$

Reduksjon i det passive jordtrykket pga. helning på terrenget foran en mur er vist i tabellen:

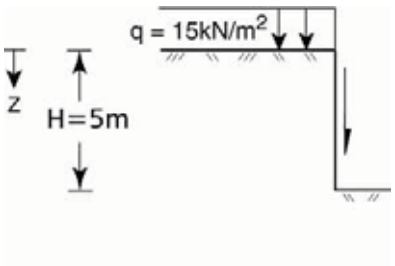
Helning på terreng	*Dybde z* *m*	p_v' *kPa*	p_P' *kPa*	τ_P' *kPa*
1:4	2	40	72	16
	5	100	180	39
1:3	2	40	60	13



Figur 5.13 Jordtrykkskomponenter – passivt jordtrykk

5.5.3 Totalspenningsanalyse – horisontalt terreng – passivt jordtrykk

Det skal beregnes passivt jordtrykk for en 5 m høy vegg, med horisontalt terreng i bakkant. Det er påført en terrenglast bak vegg; prinsippskisse er vist på figur 5.14.



Figur 5.14 Prinsippskisse - horisontalt terreng.

Følgende parametre legges til grunn for beregningen:

$\gamma = 20\ kN/m^3$
$c_u = 20\ kPa$
$q = 15\ kPa$
$r = 0,5$
$\gamma_M = 1,6$

$$\tau_c = \frac{c_u}{\gamma_M} = \frac{20}{1,6} = 12,5 kPa$$

Jordtrykkskoeffisient bestemmes ut fra diagram i figur 5.7: $K_\tau = 2,4$

Eksempel på beregning for dybde 5m er vist under.

$$p_P = q + \gamma \cdot z + K_\tau \cdot \tau_c = 15 + 20 \cdot 5 + 2,4 \cdot 12,5 = 145 kPa$$
$$\tau_P = r \cdot \tau_c = 0,5 \cdot 12,5 = 6,25 kPa$$

Det benyttes lastfaktor $\gamma_F = 1,0$ på terrenglast da dette gir ugunstigste verdi for passivt mottrykk.*

* Dersom en ville ha benyttet γ_{FA} for aktivt jordtrykk, vil det være naturlig å benytte inversverdien $\gamma_{FP} = 1/\gamma_{FA}$ for passivt mottrykk for å ivareta usikkerheter ved lasten.

5.6 SYMBOLLISTE

Symbol	Forklaring
a	attraksjon
β	terrenghelning/skråningshelning
c_u	udrenert skjærstyrke
E_A	Resulterende lastvirkning fra aktivt jordtrykk
E_P	Resulterende lastvirkning fra passivt jordtrykk
f	mobiliseringsgrad
φ	friksjonsvinkel
γ	tyngdetetthet
$\bar{\gamma}$	midlere tyngdetetthet
γ_F	lastfaktor
γ_M	materialkoeffisient
K_A	aktiv jordtrykkskoeffisient
K_P	passiv jordtrykkskoeffisient
$K_{\beta A}$	aktiv jordtrykkskoeffisient ved hellende terreng
$K_{\beta P}$	passiv jordtrykkskoeffisient ved hellende terreng
$K_{q\gamma}$	jordtrykkskoeffisient
K_τ	jordtrykkskoeffisient (totalspenningsanalyse)
p_A	aktivt jordtrykk
p_P	passivt jordtrykk
p_V	vertikalt overlagringstrykk
q	ytre laster
r	ruhet
φ_d	mobilisert friksjon
τ_A	skjærstyrke ved aktivt jordtrykk
τ_c	mobilisert udrenert skjærstyrke
τ_P	skjærstyrke ved passivt jordtrykk
z	dybde
ϑ_A	Bruddplanets vinkel med horisontalplanet ved aktivt brudd
ϑ_P	Bruddplanets vinkel med horisontalplanet ved passivt brudd

5.7 REFERANSELISTE

1. *Bruprosjektering*, *Håndbok 185*. 2009, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.
2. Faggruppe Geoteknikk ved NTNU. (1979), *3325 Geoteknikk 2, grunnkurs*. 1989, Institutt for Bygg, anlegg og transport, NTNU: Trondheim.
3. Janbu, N., Bjerrum, L., Kjærnsli, B., *Veiledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver*, *Publikasjon nr. 16*. 1956, Norges Geotekniske Institutt: Oslo.
4. Janbu, N., *Grunnlag i geoteknikk*. 1970, Trondheim: Tapir forlag.

Kapittel 6

BÆREEVNE

6.1 INNLEDNING 6-2
6.2 EFFEKTIVSPENNINGSANALYSE – BEREGNINGSGANG 6-2
6.2.1 Hellende terreng foran fundament. 6-6
6.3 TOTALSPENNINGSANALYSE – BEREGNINGSGANG 6-7
6.4 FUNDAMENTERING AV LANDKAR PÅ STEINFYLLING 6-10
6.5 BÆREEVNE PÅ LAGDELT GRUNN 6-11
6.5.1 Svakt lag over sterkt lag. 6-12
6.5.2 Sterkt lag over svakt lag. 6-12
6.6 DIMENSJONERENDE VERDI AV SÅLENS GEOMETRI 6-13
6.7 BEGRENSNINGER I BEREGNET BÆREEVNE 6-13
6.8 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER 6-14
6.9 BEREGNINGSEKSEMPLER 6-15
6.9.1 Effektivspenningsanalyse - hellende terreng. 6-15
6.9.2 Effektivspenningsanalyse - bestemmelse av partialfaktor (γ_M) ved kortvarig tilleggslast på gitt areal 6-17
6.9.3 Totalspenningsanalyse- bæreevneberegning ved hellende terreng. 6-20
6.10 SYMBOLLISTE 6-22
6.11 REFERANSELISTE 6-22

6.1 INNLEDNING

Dette kapitlet omhandler bæreevneberegninger. Anvendelse på landkar, støttemurer og andre fundamenter er behandlet i kapittel 9. For valg av jordparametre og partialfaktorer henvises det til kapittel 0 og kapittel 2.

Før bæreevneberegningen utføres må grunnlaget for beregningen avklares: Skal det utføres effektivspenningsanalyse (pkt. 6.2) eller totalspenningsanalyse (pkt. 6.3)? Videre må geotekniske parametre (fasthetsparametere, grunnvannstand osv.), ruhetsforhold, ytre laster samt partialfaktorer for laster og materialstyrke avklares.

6.2 EFFEKTIVSPENNINGSANALYSE – BEREGNINGSGANG

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 punkt 6.2.1. Eksempel på beregning er vist i punkt 6.9.

a) Effektivspenningsparametere (tan φ, a) og grunnvannstand bestemmes, se kapittel 2.
Vanligvis forutsettes grunnvannstand å være ved underkant fundament. Ved lavere grunnvannstand må tyngdetetthet vurderes ut i fra hvor stor andel av bruddfiguren som ligger tørt.

b) Krav til partialfaktor (γ_M) bestemmes i henhold til kapittel 0. Dimensjonerende fasthet beregnes etter:

$$\tan\varphi_d = \frac{\tan\varphi}{\gamma_M}$$

c) Ytre laster, dvs. vertikallast F_v og horisontallast F_h samt moment M bestemmes. Det medtas statiske drenerte laster (vekt av konstruksjon) og kortvarige udrenerte tilleggslaster (trafikk etc.). Partialfaktorer for lastvikrninger γ_F, bestemmes i henhold til NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 (se kapittel 0 og håndbok 185;).

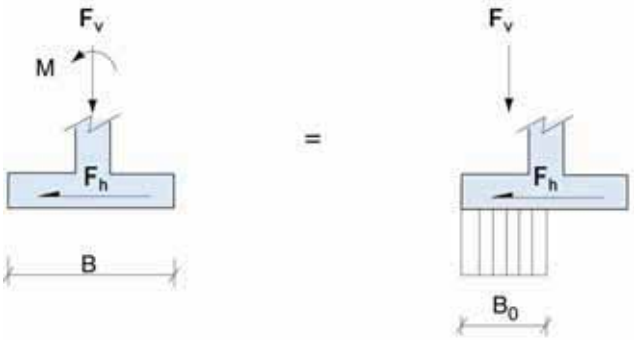
$$F_v = F_{vd} + F_{vu}$$
$$F_h = F_{hd} + F_{hu}$$
$$M = M_d + M_u$$

der indeksene $_d$ og $_u$ betegner henholdsvis drenerte og udrenerte belastninger.

d) Velg en fundamentbredde B og regn ut tilsvarende effektiv bredde B_0 etter følgende formel (se også figur 6.1).

$$B_0 = B - 2 \cdot \left| \frac{M}{F_v} \right|$$

Dersom det ikke er noe moment er: $B_0 = B$



Figur 6.1 Effektiv sålebredde B_0.

e) Vertikaltrykket under sålen antas tilnærmet jevnt fordelt som vist på figur 6.1. Midlere vertikaltrykk mot grunnen ved underkant såle bestemmes etter:

$$\bar{q}_v = \frac{F_v}{B_0} = \frac{F_{vd} + F_{vu}}{B_0}$$

f) Andel dimensjonerende skjærstyrke som er mobilisert horisontalt under fundamentet, dvs. ruheten r_b beregnes etter:

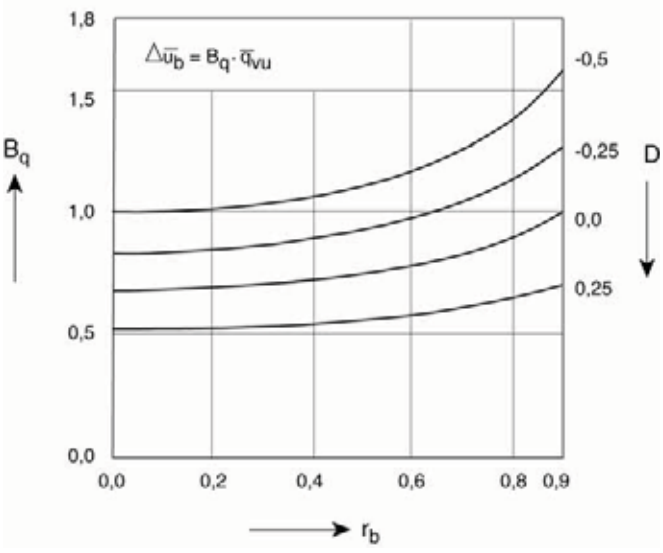
$$r_b = \frac{\bar{\tau}_h}{\left(\bar{q}_v + a - \Delta\bar{u}_b\right) \cdot \tan\phi_d} = \frac{F_h / B_0}{\left(\bar{q}_v + a - B_q \cdot \bar{q}_{vu}\right) \cdot \tan\phi_d}$$

a = attraksjon for masser under såle

$\bar{q}_{vu} = \bar{q}_v - \bar{q}_{vd}$ = udrenert andel av vertikaltrykk

$\Delta\bar{u}_b = B_q \cdot \bar{q}_{vu}$ = udrenert poreovertrykk

B_q = poretrykksresponsfaktor, se figur 6.2



Figur 6.2 Poreovertrykksresponsfaktor B_q (D = poretrykksparameter, det vises til kapittel 2, 3 og 4).

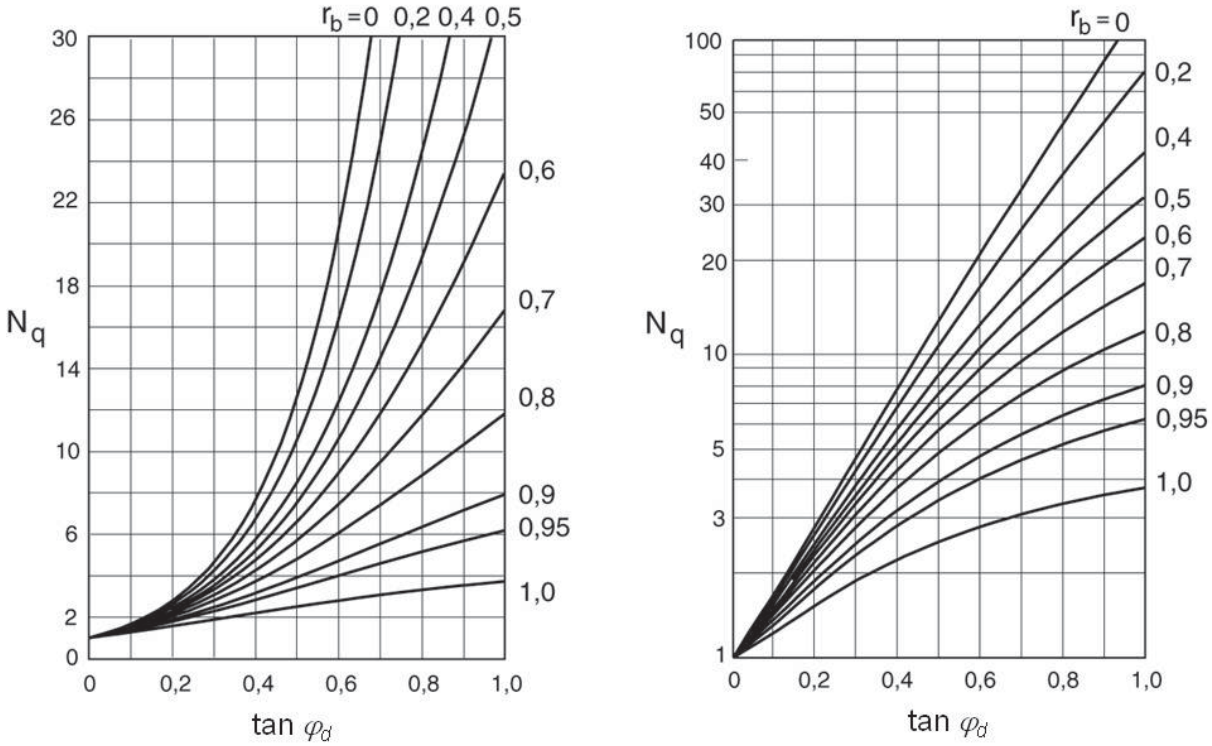
For krav til maksimalverdi for ruhet r_b ved dimensjonering av støttemurer og landkar vises det til tabell i figur 6.3. Verdiene gjelder normalt for støttemurer med høyde opp til ca. 5 meter. For konstruksjoner med høyde over 5 meter kan det være nødvendig å benytte lavere verdi på r_b. Dette må vurderes i det enkelte tilfelle.

Horisontalt terreng foran støttemur og landkar		Skrått terreng foran støttemur og landkar	
ruhet r_b	materiale under såle	ruhet r_b	materiale under såle
≤ 0,9	sand, grus og sprengstein	≤ 0,8	grus og sprengstein
≤ 0,8	leire og silt *	≤ 0,7	leire, silt og sand*

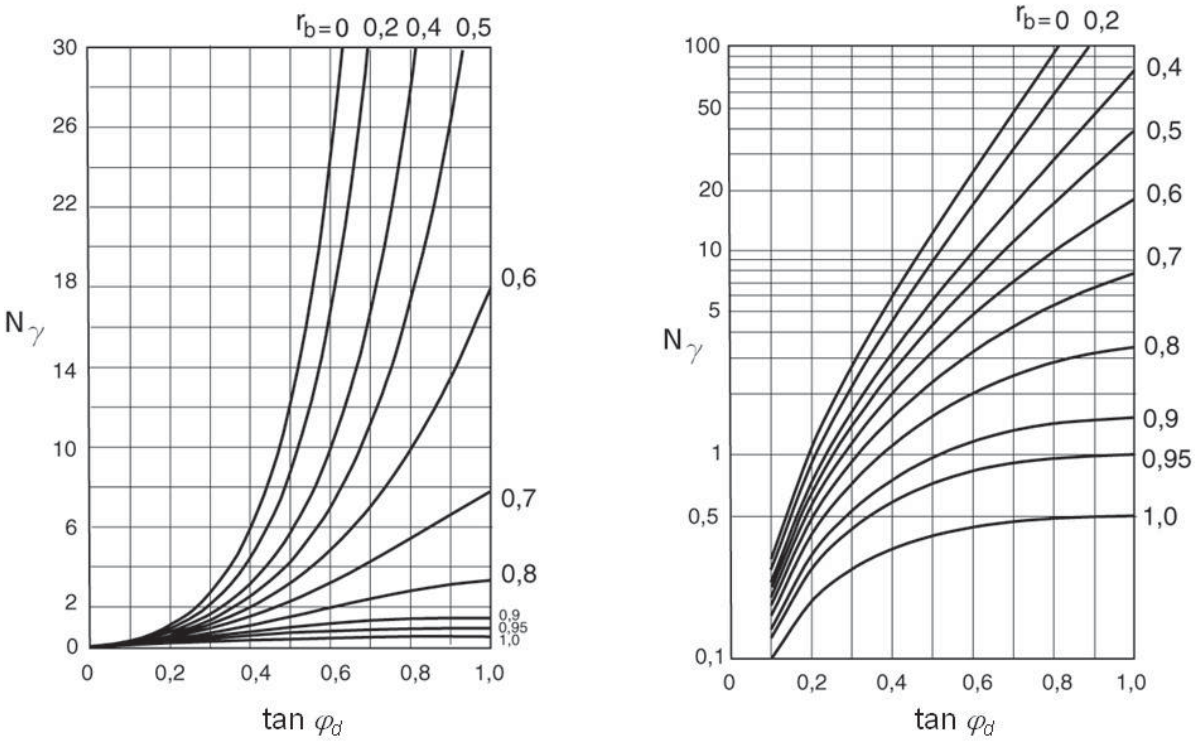
*Det forutsettes at leire/silt er uforstyrret, drenert og ufrossen, slik at fundamentet ikke kan gli på underlaget.

Figur 6.3 Krav til ruhet ved dimensjonering av støttemurer og landkar.

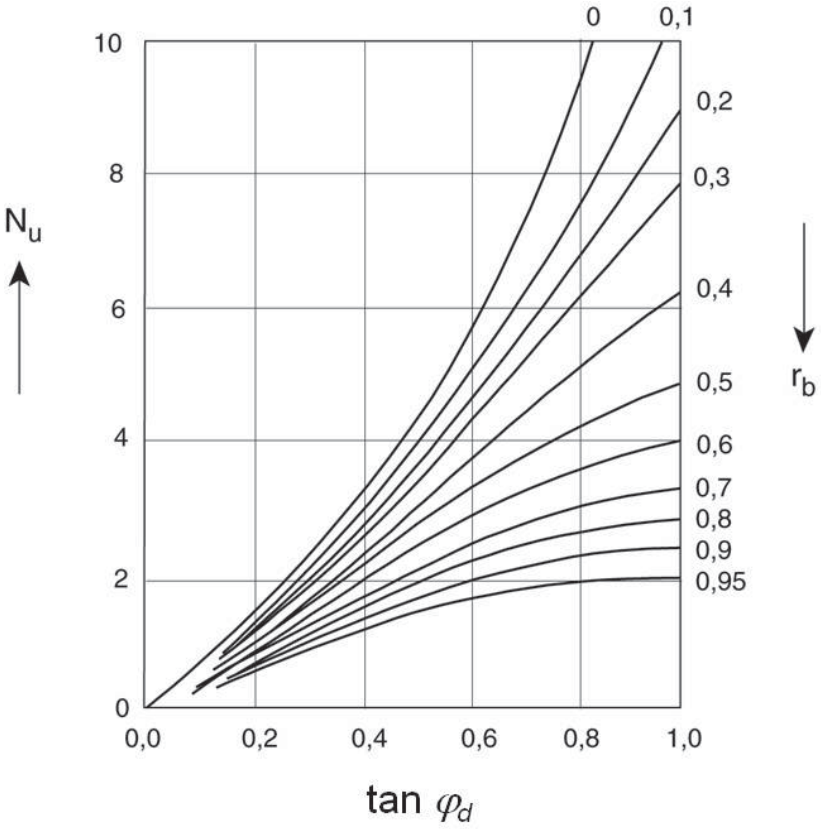
g) Bæreevnefaktorene N_q, N_γ og N_u tas ut fra figur 6.4, 6.5 og 6.6.



Figur 6.4 Bæreevnefaktor N_q vist med lineær og med logaritmisk skala. (etter Janbu m.fl. 1976, Ref. 3)



Figur 6.5 Bæreevnefaktor N_γ vist med lineær og med logaritmisk skala. (etter Janbu m. fl. 1976, Ref. 3)



Figur 6.6 Bæreevnefaktor N_u (etter Nordal, 1989, Ref. 4)

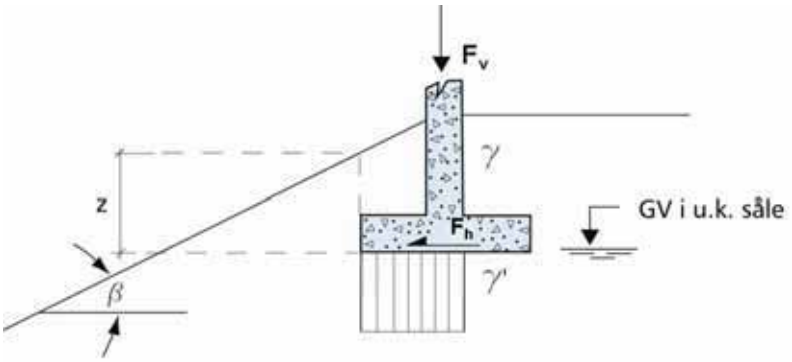
h) Midlere vertikal bæreevne ($\overline{\sigma}_v$) beregnes etter formelen:

$$\overline{\sigma}_v = N_q \cdot (p' + a) + \tfrac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma'_{under} \cdot B_0 - N_u \cdot \Delta\overline{u}_b - a$$

der:
$p' = \gamma'_{over} \cdot z$ = vertikalt effektivt overlagringstrykk ved u.k. såle (det må vurderes om massene foran fundamentet midlertidig kan 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
$\Delta\overline{u}_b$ = udrenert poreovertrykk mot u.k. såle pga. kortvarig tilleggslast P_{vu}, se f)

i) Beregnet midlere vertikal bæreevne ($\overline{\sigma}_v$) sammenholdes med midlere vertikaltrykk ($\overline{q}_v$) beregnet etter punkt e). Kravet er: $\overline{\sigma}_v \geq \overline{q}_v$. Dersom kravet ikke er oppfylt velges ny bredde B (B_0) og beregningen repeteres.

6.2.1 Hellende terreng foran fundament.

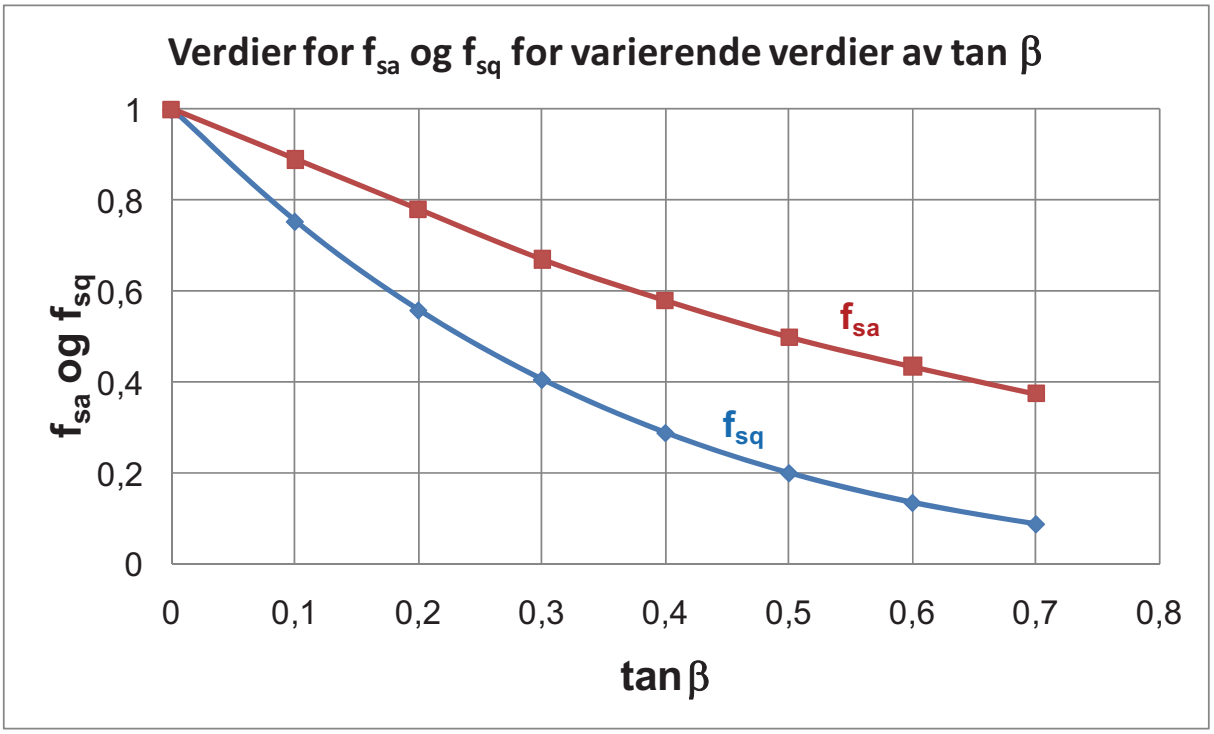


Figur 6.7 Fundament i hellende terreng, effektivspenningsanalyse.

Beregning av bæreevne for fundament i hellende terreng, som vist på figur 6.7, er i hovedtrekk tilsvarende som for horisontalt terreng. I det følgende er derfor kun punkter der beregningen avviker tatt med.

j) Krav til ruheten for hellende terreng foran fundament er vist i figur 6.3.

k) I tillegg til bæreevnefaktorene N_q, N_γ og N_u skal også reduksjonsfaktorene for hellende terreng, f_{sa} og f_{sq}, bestemmes. Disse kan tas ut fra diagrammet vist i figur 6.8 eller beregnes fra formler vist nedenfor. For f_{sq} kreves det at $\tan \beta < 0{,}95 \tan \varphi_d$. Verdiene for f_{sq} i figur 6.8 samsvarer med formelen vist nedenfor, mens verdiene for f_{sa} er en tilnærming som er gjort uavhengig av tan φ_d og ligger litt til konservativ side i forhold til nedenstående formel.



Figur 6.8 *Reduksjonsfaktorer f_{sa} og f_{sq} – bæreevne i hellende terreng (bearbeidet ut fra Døssland, 1980, Ref. 1).*

Formelen for f_{sq} i henhold til Ref. 1 er følgende: $f_{sq} = (1 - 0{,}55 \cdot \tan\beta)^5$. Den er gjort uavhengig av tan φ_d og innebærer en forenkling, men til konservativ side. Formelen gir noe mer konservative verdier enn vist på kurve for f_{sq} i tidligere utgaver av Håndbok 016 og skyldes at den også tar hensyn til variasjoner relatert til tyngdetetthet (se Ref.1).

Formlene for f_{sa} i henhold til Ref. 1 er følgende: $f_{sa} = e^{-2\cdot\beta\cdot\tan\varphi_d}$ hvor β angis i radianer og $\tan\varphi_d = \tan\varphi / \gamma_M$

l) Midlere vertikal bæreevne for hellende terreng foran fundament beregnes etter formelen:

$$\bar{\sigma}_v = f_{sq} \cdot \left(N_q \cdot p' + \tfrac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma'_{under} \cdot B_0\right) + \left(N_q \cdot f_{sa} - 1\right) \cdot a - N_u \cdot \Delta\bar{u}_b$$

6.3 TOTALSPENNINGSANALYSE – BEREGNINGSGANG

Det er i det følgende vist beregningsgang (overslagsberegning) for bæreevneberegning ved totalspenningsanalyse. Eksempel på beregning er vist i avsnitt 6.9.

a) Totalspenningsparameter c_u bestemmes. Grunnvannets beliggenhet kommer ikke inn under totalspenningsanalyse.

b) Krav til partialkoeffisient (γ_M) bestemmes i henhold til kapittel 0. Dimensjonerende styrke beregnes etter:

$$\tau_d = \frac{\tau_k}{\gamma_M} = \frac{c_u}{\gamma_M}$$

c) Ytre laster, dvs. vertikallast F_v og horisontallast F_h herunder partialfaktorer for lastvirkninger samt moment bestemmes.

d) Effektiv bredde B_0 beregnes etter følgende formel for en valgt bredde av B:

$$B_0 = B - 2 \cdot \left| \frac{M}{F_v} \right|$$

Dersom det ikke er noe moment er: $B_0 = B$

e) Midlere vertikaltrykk mot grunnen ved underkant såle bestemmes etter:

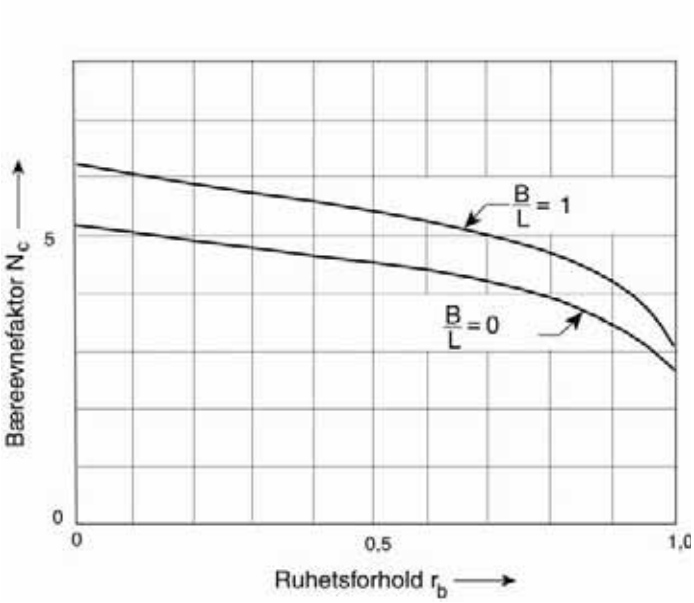
$$\bar{q}_v = \frac{F_v}{B_0}$$

f) Ruheten r_b uttrykker mobilisert andel av skjærstyrken horisontalt i fundamentfugen, og beregnes etter følgende formel:

$$r_b = \frac{F_h}{B_0 \cdot \tau_d}$$

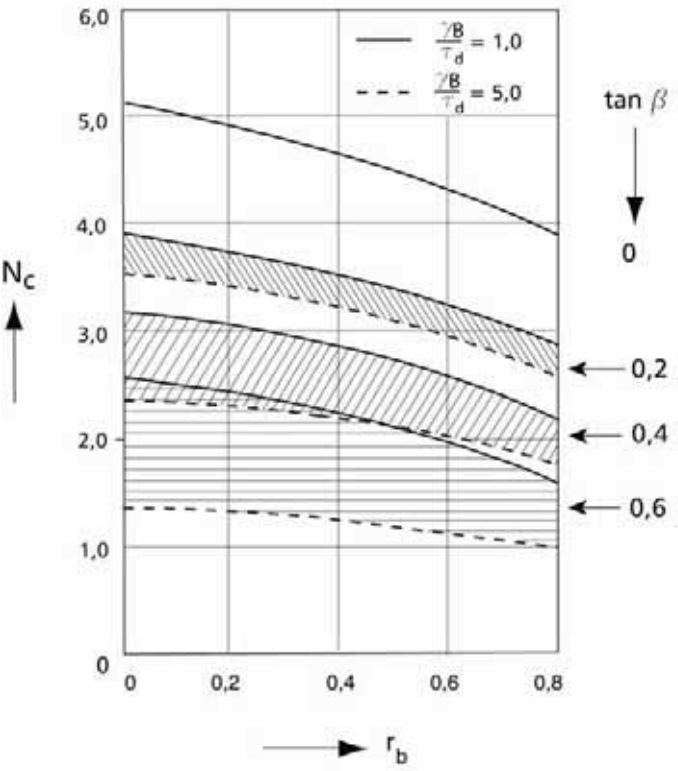
Krav til ruhet r_b for støttemurer og landkar med leire under såle vil være som vist i Figur 6.3.

g) Bæreevnefaktor N_c for totalspenningsanalyse bestemmes ved hjelp av diagrammet vist på figur 6.9 for horisontalt terreng foran fundamentet.



Figur 6.9 Bæreevnefaktor N_c for totalspenningsanalyse – horisontalt terreng (Etter Janbu, 1973, Ref. 2)

For hellende terreng foran fundament kan en benytte et forenklet diagram for overslagsberegning, der β er terrenghelning foran fundamentet. Se figur 6.10. Diagrammet gjelder for $\frac{B}{L} = 0$, videre gjelder diagrammet for $\frac{F_v}{\tau_d} = 1,0$. Verdiene ligger på den sikre siden for $\frac{F_v}{\tau_d} < 1,0$. Diagrammet må ikke brukes når $\frac{F_v}{\tau_d} > 1,5$



Figur 6.10 Bæreevnefaktor – forenklet diagram for overslagsberegning, gjelder for B/L =0.

h) Midlere vertikal bæreevne beregnes etter formelen:

$$\overline{\sigma}_v = N_c \cdot \tau_d + p_v$$

i) Beregnet midlere vertikal bæreevne ($\overline{\sigma}_v$) sammenholdes med midlere vertikaltrykk ($\overline{q}_v$) beregnet etter punkt e. Kravet er: $\overline{\sigma}_v \geq \overline{q}_v$. Dersom kravet ikke er oppfylt velges ny bredde B (B_0) og beregningen repeteres.

6.4 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 ved sålefundamentering avtar betydelig etter hvert som skråningen blir brattere. I følge teorien er tillatt såletrykk ut mot skråning 1:1,3 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.

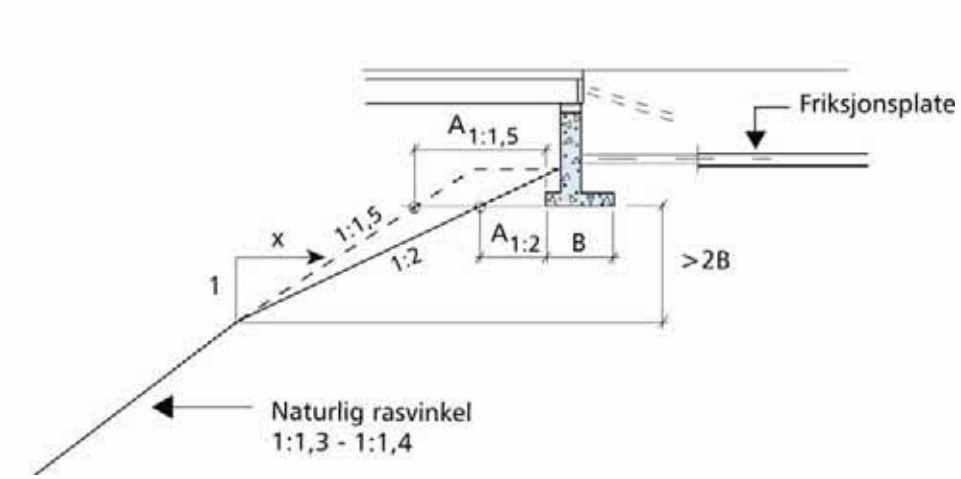
Det forutsettes at sprengsteinsfyllinger over vann som skal danne fundamentet for brukar, utføres forskriftsmessig, og at de bygges opp av stein med god kvalitet, se Håndbok 274, kapittel. 2.3.

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. Totalstabiliteten av fylling og undergrunn må således også være ivaretatt. Når det gjelder fyllinger i sjø må signifikant bølgehøyde tas med i betraktning ved valg av skråningshelning foran fundamentet.

Empirisk grunnlag for beregning av bæreevne, basert på ovenstående betraktninger og erfaringer er gitt i figur 6.11 og 6.12.. Merk angitt beregningsgrunnlag gjelder kun for fundamenter over vann hvor kontrollert utlegging og komprimering kan gjennomføres og ikke for fundamenter på steinfylling under vann.

$$\overline{\sigma}_v' = f_{ss} \cdot \left(N_q \cdot \left(p' + a \right) + \tfrac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma' \cdot B_0 \right) - a$$

der:
f_{ss} = reduksjonsfaktor for sprengsteinsfylling som vist i figur 6.12.



Figur 6.11 Fundament på steinfylling

Forutsetninger:

- ✓ Grunnen under fyllinga har tilstrekkelig bæreevne.
- ✓ Velegnede fyllmasser av sprengt stein av god kvalitet. ($\tan\varphi > 0{,}9$)
- ✓ Tykkelse av fyllmasser under såle må være $\geq 2B$
- ✓ Tilstrekkelig erosjonssikring, spesiell bølgesikring.
- ✓ Setningsforhold vurderes i forhold til brutype.

Skråningshelning	$A_{min}(m)$	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

Fig*ur 6.12 Fundamentering i steinfylling. Empirisk geometri / dimensjonering.*

For dimensjonering av friksjonsplate vises til kapittel. 9.

6.5 BÆREEVNE PÅ LAGDELT GRUNN

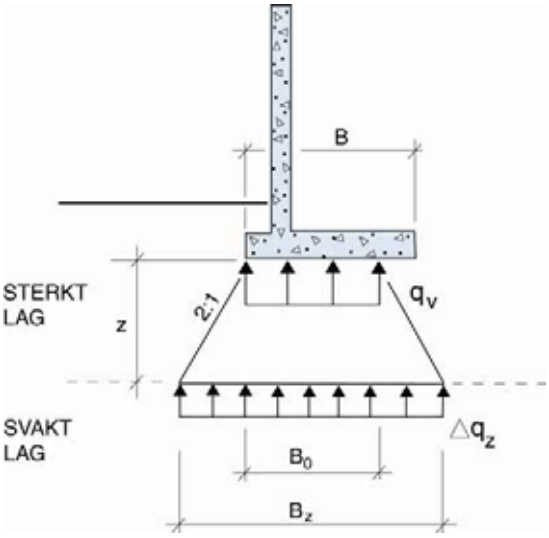
Ved beregning av bæreevne på lagdelt grunn vil som oftest det svakeste laget være dimensjonerende. Det er i det følgende sett på henholdsvis bæreevneberegning dersom en har et svakt lag over et sterkt lag og dersom en har et sterkt lag over et svakt lag. Dersom det er ”rar geometri” anbefales det å utføre en stabilitetsberegning med et lamellemetodeprogram for å kontrollere stabiliteten.

6.5.1 Svakt lag over sterkt lag.

Bæreevne beregnes som for homogen undergrunn (se avsnitt 6.2 for effektivspenningsanalyse og 6.3 for totalspenningsanalyse), idet det benyttes fasthetsparametere for det svakeste laget. Dersom det svake laget har liten mektighet vil dette gi en konservativ dimensjonering, det kan da vurderes å regne med en veiet middelverdi for fasthetsparametrene der det tas hensyn til hvor stor andel av glideflaten som går ned i det underliggende sterke laget. Alternativt kan det vurderes masseutskifting av det svake laget.

6.5.2 Sterkt lag over svakt lag.

Det utføres en vanlig bæreevneberegning (for det svake laget) idet det antas lastspredning 2:1 som vist på figur 6.13.



Figur 6.13 Bæreevneberegning ved sterkt lag over svakt lag.

Bredde av trykksone ved overgangen sterkt lag / svakt lag, dvs. ved dybde z beregnes etter:

$$B_z = B_0 + z$$

Vertikaltrykk (Δq_z) ved overgangen sterkt lag / svakt lag, dvs. ved dybde *z* beregnes etter:

$$\Delta q_z = \frac{q_v}{1 + \frac{z}{B_0}}$$

Krav til ruhet r_b kontrolleres både i underkant fundament for B_0 og q_v og i underkant av det sterke laget med B_z og Δq_z.

6.6 DIMENSJONERENDE VERDI AV SÅLENS GEOMETRI

Partialfaktorene for påvirkninger og for materialer (γ_F og γ_M) i henhold til NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 tar hensyn til små variasjoner i geometriske data. I slike tilfeller bør det ikke kreves ytterligere sikkerhetsmargin for geometriske data.

I tilfeller der avvik i geometriske data har betydelig virkning på konstruksjonens pålitelighet, skal dimensjonerende verdier av geometriske data (a_d) enten vurderes direkte eller utledes fra nominelle verdier ved hjelp av følgende likning i NS-EN 1990:2002+NA:2008 pkt. 6.3.4.

$$a_d = a_{norm} + \Delta a$$

For sålefundamenter er bør verdier for Δa på opptil $\Delta a = 0{,}1$ m vurderes med mindre det tas spesielle hensyn under utførelse av arbeidene.

6.7 BEGRENSNINGER I BEREGNET BÆREEVNE

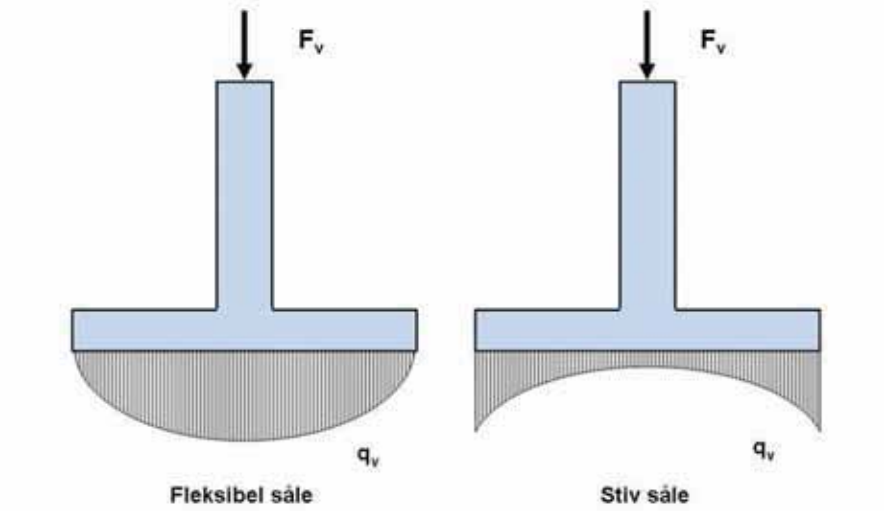
Beregningsmetodene angitt i ovenstående kapitler gir teoretisk største tillatte bæreevne med de valgte fasthetsparametere og partialfaktorer. Det generelle kravet er at:

$\bar{\sigma}_v \geq \bar{q}_v$ og at $r_b \leq 0{,}7 - 0{,}9$ avhengig av jordart og terrengforhold (helning).

Før valg av tillatt bæreevne fastsettes må også setningsforholdene vurderes for å avgjøre om de setninger beregnet bæreevne medfører, vil være akseptable for konstruksjonen.. Det henvises her til kapittel 7.

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 6.1.

Avhengig av fundamentsålens stivhet og grunnforhold vil den reelle trykkfordelingen under fundamentet kunne ha former som vist i Figur 6.14 for vertikal belastning uten moment. Med horisontallast og momentbelastning i tillegg vil en stiv såle av armert betong kunne medføre høyere randspenninger enn de forenklede beregningsmetodene viser. For beregnet overført såletrykk ≥ 500 kPa bør derfor spenningsforholdene under sålen vurderes nærmere ved for eks et samvirkeprogram (Plaxis el.l.) eller såletrykket begrenses ved en utvidelse av sålen. Vanligvis vil en mindre såleutvidelse for å redusere såletrykket ha beskjeden kostnadsmessig effekt.



Figur 6.14 Trykkfordeling under fundament avhengig av grunnforhold og sålens stivhet.

6.8 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER

I NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 er det listet en del forutsetninger som må ivaretas ved sålefundamentering. I denne sammenheng skal følgende grensetilstander vurderes og det skal i prosjekteringsrapporten settes opp en liste over de som er aktuelle for å vise at disse forholdene er ivaretatt:

- tap av områdestabilitet
- bæreevnebrudd, gjennomhullningsbrudd (lagdeling), sammentrykningsbrudd (utpressing)
- brudd ved glidning
- kombinert brudd i grunn og konstruksjon
- brudd i konstruksjon på grunn av fundamentbevegelser
- for store setninger
- for stor hevning på grunn av svelling, frost og andre årsaker
- uakseptable vibrasjoner

Ved valg av fundamenteringsnivå skal det tas hensyn til følgende:

- fundamentering på bæredyktig lag;
- tilstrekkelig fundamentdybde for å unngå fundamentbevegelser på grunn av svinn og svelling av leire, forårsaket av sesongmessige variasjoner eller av virkningen av busker og trær;
- frostsikker dybde og eventuelt behov for frostsikring;
- grunnvannstanden og problemene som kan oppstå hvis det kreves utgraving for fundamentet under dette nivået;
- mulige grunnbevegelser og fasthetsreduksjoner i det bærende laget forårsaket av strømming eller klimatiske virkninger eller av byggeprosessen;
- virkningene av utgravinger på nærliggende fundamenter og byggverk;
- forventede framtidige utgravinger for installasjoner nær fundamentet;
- høye eller lave temperaturer overført fra konstruksjonen;
- muligheten for utvasking;

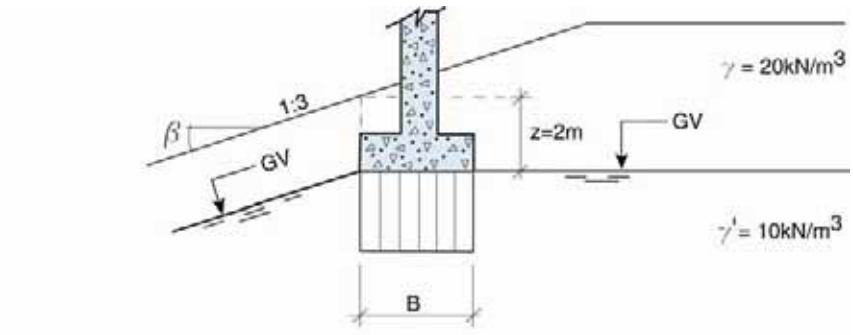
- virkningene av variasjoner i vanninnhold på grunn av lange tørkeperioder og påfølgende perioder med regn, på egenskapene til jord med ustabilt volum i nedbørfattige områder;
- forekomst av oppløselige materialer, f.eks. kalkstein, leirstein, gips, saltbergarter.

6.9 BEREGNINGSEKSEMPLER

Det er i det følgende vist eksempler på effektivspenningsanalyse ved hellende terreng foran fundament, eksempel på bestemmelse av partialfaktor (γ_M) av kortvarig tilleggslast på gitt areal samt totalspenningsanalyse.

6.9.1 Effektivspenningsanalyse - hellende terreng.

Det skal beregnes bæreevne for et langstrakt fundament på grus, med terrenghelning foran fundamentet som vist på figur 6.15. Bæreevne beregnes i henhold til avsnitt 6.2.



Figur 6.15 Langstrakt fundament i skrått terreng - effektivspenningsanalyse.

a) Effektivspenningsparametrene er bestemt i laboratorieanalyse: $\tan\varphi = 0{,}7$ og $a = 10\ kPa$ Grunnvannet står ved underkant fundament og i konstant dybde 2 m under terreng nedover i skråningen, se figur 6.15.

b) Partialfaktor i henhold til kapittel 0, nøytralt brudd og alvorlig skadekonsekvens:

$$\gamma_M = 1{,}4 \quad \text{gir} \quad \tan\varphi_d = \frac{\tan\varphi}{\gamma_M} = \frac{0{,}7}{1{,}4} = 0{,}5$$

c) Egenvekt av fundamentet og nyttelast er av byggeteknisk konsulent oppgitt til $F_{v,fund.} = 360\,kN/m$ medregnet partialfaktor for lastvirkning γ_F. Vekt av jord oppå fundamentet ΔF_v settes for overslagsberegning lik $\Delta F_v = \gamma \cdot z \cdot B$

Horisontallast langs fundamentbunn inkludert partialfaktor γ_F for lastvirkning:
$F_h = 120\,kN/m$

Med $\gamma_G = 1{,}0$ på jordas egenvekt i henhold til dimensjoneringsmetode 3 i NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 gir dette dimensjonerende laster:

$$F_v = F_{v,fund.} + \gamma \cdot z \cdot B = 360 + 20 \cdot 2 \cdot B = 360 + 40 \cdot B$$
$$F_h = 120\,kN/m$$

d) Ikke noe moment $B = B_0$

e) Midlere vertikaltrykk mot grunnen ved underkant såle:

$$\bar{q}_v = \frac{F_v}{B_0} = \frac{360 + 40B_0}{B_0}$$

Beregningen utføres for ulike bredder B_0 og føres i tabell som vist på figur 6.16

f) $$r_b = \frac{F_h / B_0}{\left(\bar{q}_v + a\right) \cdot \tan\varphi_d} = \frac{120 / B_0}{\left[\left(\frac{360 + 40B_0}{B_0}\right) + 10\right] \cdot 0{,}5} = \frac{120}{180 + 25B_0}$$

Beregningen utføres for ulike bredder B_0 og føres i tabell.
Restriksjon, se figur 6.3: $r_b \le 0{,}8$

g) Bæreevnefaktorene N_q og N_γ bestemmes for ulike ruheter r_b. Se figur 6.4 og 6.5.
Reduksjonsfaktorene for hellende, terreng f_{sa} og f_{sq} bestemmes for $\tan\beta = 0{,}33$ (terrenghelning 1:3) i henhold til formlene på side 6-7
$f_{sa} = 0{,}73$ og $f_{sq} = 0{,}36$ (eller fra Figur 6.8 $f_{sa} = 0{,}64$ og $f_{sq} = 0{,}36$)

$\tan\beta < 0{,}95 \cdot \tan\varphi_d$ dv. OK.

h) Midlere vertikal bæreevne beregnes etter:

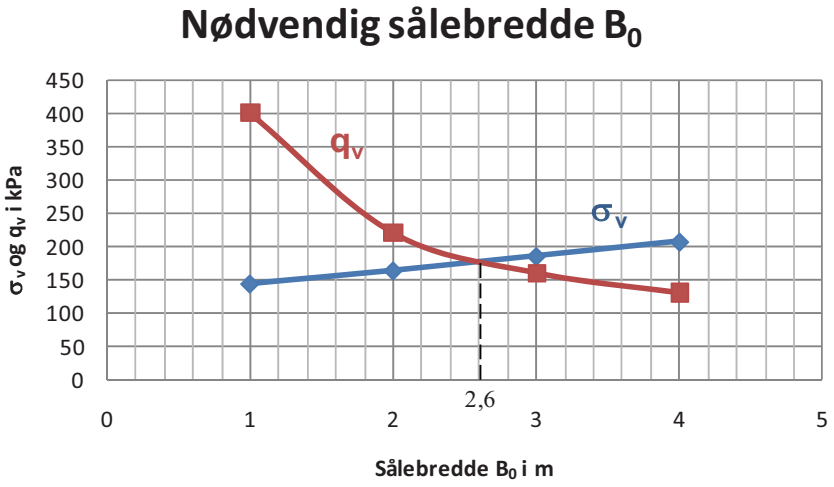
$$p' = \gamma \cdot z = 20 \cdot 2 = 40kPa \quad \text{og}$$
$$\bar{\sigma}_v = f_{sq} \cdot \left(N_q \cdot p' + \tfrac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma' \cdot B_0\right) + \left(N_q \cdot f_{sa} - 1\right) \cdot a$$
$$\bar{\sigma}_v = 0{,}36\left(N_q \cdot 40 + 5N_\gamma \cdot B_0\right) + \left(0{,}73N_q - 1\right) \cdot 10$$

Beregningen utføres for ulike bredder B_0 og føres i tabell som vist på figur 6.16.

B_0 (m)	r_b	N_q	N_γ	$\overline{\sigma}_v'$ (kPa)	$\overline{q}_v$ (kPa)
1	0,59	6,8	3,4	144	400
2	0,52	7,3	4,1	164	220
3	0,47	7,8	4,7	185	160
4	0,43	8,2	5,3	207	130

Figur 6.16 Resultat, bæreevneberegning.

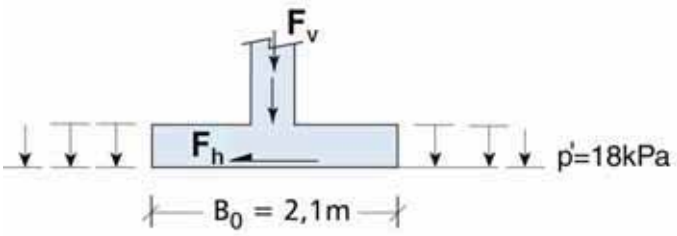
i) Midlere vertikal bæreevne sammenholdes med midlere vertikaltrykk (som funksjon av bredden B_0) som vist på figur 6.17 for å bestemme nødvendig bredde på fundamentet. Krav : $\overline{\sigma}_v \geq \overline{q}_v$. I dette eksemplet vil nødvendig bredde på fundamentet være $B = 2{,}6\ m$ og $r_b \leq 0{,}8$ dvs. OK (ved bruk av kurvene for f_{sa} og f_{sq} i Figur 6.8 blir nødvendig B = 2,7 m).



Figur 6.17 Bestemmelse av nødvendig bredde på fundament.

6.9.2 Effektivspenningsanalyse - bestemmelse av partialfaktor (γ_M) ved kortvarig tilleggslast på gitt areal.

Et fundament med beregnet effektiv bredde $B_0 = 2{,}1\ m$ (se figur 6.18) er i tillegg til statiske drenerte laster F_{vd} belastet med en kortvarig tilleggslast F_{vu}. Effekten av denne lasten på partialfaktoren (γ_M) skal beregnes. Fundamentet står på siltig sand.



Figur 6.18 Fundament i horisontalt terreng med udrenert kortidslast.

a) Effektivspenningsparametrene er bestemt i laboratoriet, $\tan\varphi = 0{,}65$, $a = 10\,kPa$.
Grunnvannstand står ved underkant fundament, dvs: $\gamma' = 8\,kN/m^3$.
Poretrykksparameteren: $D = -0{,}25$. (jordart = siltig sand).

b) $\gamma_M = ?$

c) Laster inkludert partialfaktor for lastvirkning γ_F ved underkant fundament:
$F_v = F_{vd} + F_{vu} = 450 + 50 = 500\,kN/m$ og $F_h = 130\,kN/m$

d) $B = B_0 = 2{,}1\ m$

e) Midlere vertikaltrykk mot grunnen ved underkant såle:

$$\bar{q}_v = \bar{q}_{vd} + \bar{q}_{vu} = \frac{F_{vd}}{B_0} + \frac{F_{vu}}{B_0} = \frac{450}{2{,}1} + \frac{50}{2{,}1} = 214{,}3 + 23{,}8 \approx 238\,kPa$$

f) Ser på ulike ruheter r_b og finner respektiv B_q fra figur 6.2.

Udrenert poreovertrykk beregnes av: $\Delta u_b = B_q \cdot \bar{q}_{vu}$ der $\bar{q}_{vu}$ er udrenert andel av vertikaltrykk. Beregningene settes opp i tabell som vist på figur 6.18.

tan φ_d kan beregnes fra uttrykket for ruhet:

$$r_b = \frac{\bar{\tau}_h}{\left(\bar{q}_v + a - \Delta\bar{u}_b\right)\cdot\tan\varphi_d} \text{ og}$$

$$\tan\varphi_d = \frac{\bar{\tau}_h}{\left(\bar{q}_v + a - \Delta\bar{u}_b\right)\cdot r_b} = \frac{F_h / B_0}{\left(\bar{q}_v + a - \Delta\bar{u}_b\right)\cdot r_b} = \frac{130/2{,}1}{\left(238 + 10 - \Delta\bar{u}_b\right)\cdot r_b}$$

$$= \frac{61{,}9}{\left(248 - \Delta\bar{u}_b\right)\cdot r_b}$$

Beregningene settes opp i tabell som vist på figur 6.19.

g) Bæreevnefaktorene bestemmes for de ulike ruhetene.

h) Midlere vertikal bæreevne beregnes:

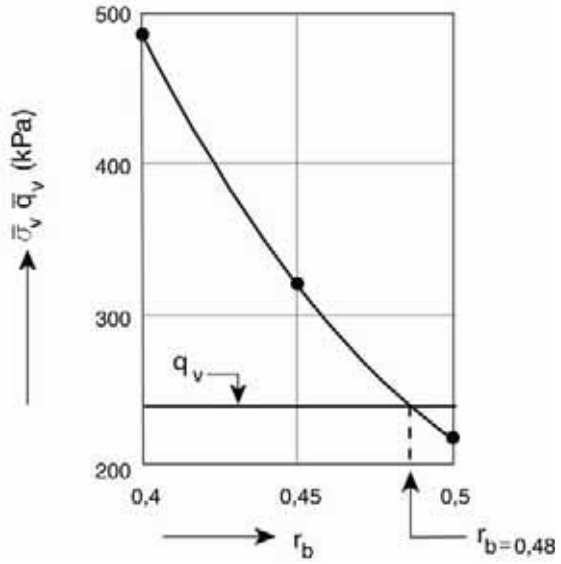
$$\bar{\sigma}_v = N_q \cdot \left(p' + a\right) + \tfrac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma' \cdot B_0 - N_u \cdot \Delta u_b - a =$$

$$N_q\left(18 + 10\right) + 0{,}5N_\gamma \cdot 8 \cdot 2{,}1 - N_u \cdot \Delta u_b - 10 = 28N_q + 8{,}4N_\gamma - N_u \cdot \Delta u_b - 10$$

r_b	B_q	$\Delta\bar{u}_b$ (kPa)	$\tan\varphi_d$	N_q	N_γ	N_u	$\bar{\sigma}_v'$ (kPa)
0,5	0,92	22,6	0,55	8,9	5,5	3,0	218
0,45	0,91	21,4	0,61	11,8	8,8	3,6	317
0,40	0,89	21,2	0,68	16,4	15,0	4,3	484

Figur 6.19 Resultat, bæreevneberegning.

i) Midlere vertikal bæreevne sammenholdes med midlere vertikaltrykk (som funksjon av ruheten r_b) som vist på figur 6.20. Dette gir nødvendig ruhet for å oppfylle kravet: $\overline{\sigma}_v \geq \overline{q}_v$. I dette eksemplet vil nødvendig ruhet være $r_b = 0{,}48$.



Figur 6.20 Bestemmelse av nødvendig ruhet.

Nødvendig ruhet for å oppnå kravet $\overline{\sigma}_v \geq \overline{q}_v$ dvs. $r_b = 0{,}48$ gir:

$B_q = 0{,}92$ fra figur 6.2 og $\Delta\overline{u}_b = B_q \cdot \overline{q}_{vu} = 0{,}92 \cdot 23{,}8 = 21{,}9\,kPa$ Dette gir:

$$\tan\varphi_d = \frac{61{,}9}{(248 - \Delta u_b) r_b} = \frac{61{,}9}{(248 - 21{,}9) \cdot 0{,}48} = 0{,}57$$

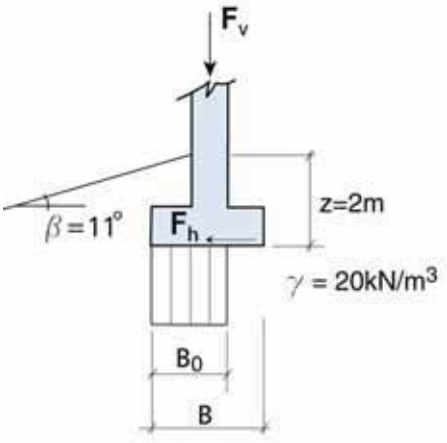
$$\gamma_M = \frac{\tan\varphi}{\tan\varphi_d} = \frac{0{,}65}{0{,}57} = 1{,}14$$

Kravet her var: $\gamma_M \geq 1{,}3$

Dvs. beregningen må utføres på nytt med øket bredde på fundamentet. Dette er ikke vist her.

6.9.3 Totalspenningsanalyse- bæreevneberegning ved hellende terreng.

Det skal beregnes nødvendig bredde for et langstrakt fundament på leire. Terrenget foran fundamentet har helning som vist på figur 6.21. Beregning utføres som beskrevet i avsnitt 6.3.



Figur 6.21 Langstrakt fundament i skrått terreng.

a) Totalspenningsparameter: $c_u = 50kPa$

b) Partialfaktor; $\gamma_M = 1{,}5$ (nøytralt brudd, meget alvorlig skadekonsekvens) gir dimensjonerende styrke: $\tau_d = \frac{c_u}{\gamma_M} = \frac{50}{1{,}5} = 33{,}3\,\text{kPa}$

c) Egenvekt av fundamentet og nyttelast er av byggeteknisk konsulent oppgitt til $F_{v,fund.} = 360\,\text{kN/m}$ medregnet partialfaktor for lastvirkning γ_F. Vekt av jord over fundamentnivå ΔF_v settes for overslagsberegning lik $\Delta F_v = \gamma \cdot z \cdot B$

Horisontallast langs fundamentbunn inkludert partialfaktor γ_F: $F_h = 60\,\text{kN/m}$

Med $\gamma_G = 1{,}0$ på jordas egenvekt i henhold til dimensjoneringsmetode 3 i NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 gir dette dimensjonerende laster:

$$F_v = 360 + 20 \cdot 2 \cdot B = 360 + 40 \cdot B\,\text{kN/m}$$
$$F_h = 60\,\text{kN/m}$$

d) Ikke noe moment $B = B_0$

e) Midlere vertikaltrykk mot grunnen ved underkant såle:

$$\bar{q}_v = \frac{F_v}{B_0} = \frac{360 + 40B_0}{B_0}$$

Beregningen utføres for ulike verdier av B_0 og resultatene settes opp i tabell som vist på figur 6.22.

f) $$r_b = \frac{F_h}{B_0 \cdot \tau_d} = \frac{60}{B_0 \cdot 33,3} \cong \frac{1,8}{B_0}$$

Beregning av ruheten utføres for ulike verdier av B_0 og resultatene settes opp i tabell som vist på figur 6.22
Restriksjon: Vi krever $r_b \leq 0,7$

g) Bæreevnefaktor bestemmes etter figur 6.10 for ulike verdier av r_b og for terreng med helning $\beta = 11^0$, dvs. $\tan\beta = 0,2$. Resultatene settes opp i tabellen.

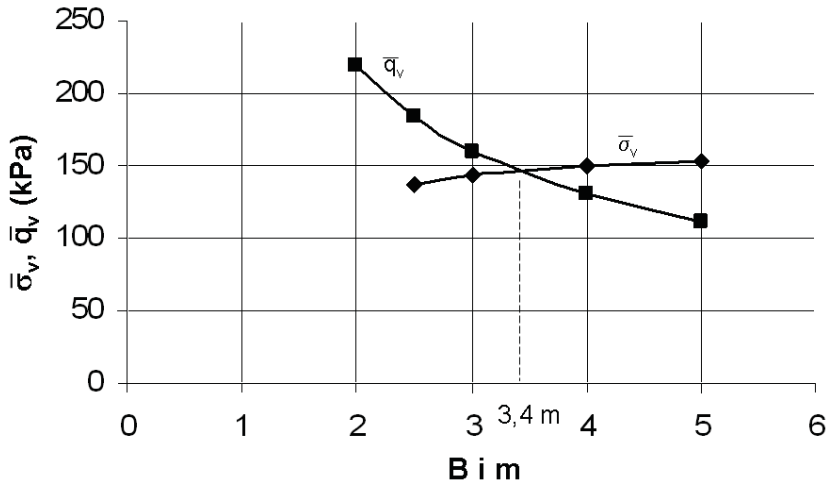
h) Midlere vertikal bæreevne: $\overline{\sigma}_v = N_c \cdot \tau_d + p_v = N_c \cdot \tau_d + \gamma \cdot z = N_c \cdot 33,3 + 40$

B_0 i m	r_b	$\gamma B/\tau_d$	N_c	σ_v i kPa	q_v i kPa
2,0	0,90	1,200			220
2,5	0,72	1,500	2,90	137	184
3,0	0,60	1,800	3,10	143	160
4,0	0,45	2,400	3,30	150	130
5,0	0,36	3,000	3,40	153	112

Figur 6.22 Resultat, bæreevneberegning.

i) Midlere vertikal bæreevne sammenholdes med midlere vertikaltrykk (som funksjon av bredden B_0 = B for M = 0) som vist på figur 6.23 for å bestemme nødvendig bredde på fundamentet. Krav: $\overline{\sigma}_v \geq \overline{q}_v$. I dette eksemplet vil nødvendig bredde på fundamentet være *B = 3,4 m.*

Av tabellen vil det fremgå at kravet til $r_b \leq 0,7$ er tilfredsstilt med denne sålebredden.



Figur 6.23 Bestemmelse av nødvendig bredde på fundament.

6.10 SYMBOLLISTE

Symbol	Forklaring	
a	attraksjon	
A	horisontalavstand foran fundament	
B	fundamentbredde	
B_0	effektiv fundamentbredde	
B_q	poretrykksresponsfaktor	
c_u	udrenert skjærstyrke	
D	poretrykksparameter	
F	Belastning (horisontalt og vertikalt)	
f_{sa}	reduksjonsfaktor	
f_{sq}	reduksjonsfaktor	
φ	friksjonsvinkel	
γ	tyngdetetthet	
γ_M	partialfaktor for materialfasthet	
M	momentbelastning	
N_q	bæreevnefaktor	
N_γ	bæreevnefaktor	
p'	effektivt overlagringstrykk	
$\overline{q}_v$	midlere vertikaltrykk	
q_{vu}	udrenert del av belastningstrykk	
q_{vd}	drenert del av belastningstrykk	
r_b	ruhet	
ρ	mobilisert friksjonsvinkel	
$\overline{\sigma}_v$	midlere vertikal bæreevne	
τ	skjærspenning	
Δu_b	udrenert poreovertrykk	
z	dybde	

6.11 REFERANSELISTE

1. Døssland, T., *Forankring av støttekonstruksjonar med horisontale friksjonselement*. 1980, Institutt for geoteknikk og fundamenteringslære, Norges tekniske høgskole, Universitetet i Trondheim: Trondheim. p. viii, 256 s.
2. Janbu, N., *Bæreevneberegning.* Foredrag ved NIF-kurs: Dimensjonering av konstruksjoner i og mot jord, 1973.
3. Janbu, N., Grande, L., Eggereide, K., *Effective stress analysis for gravity structures*, *Int. conf. on behaviour of offshore structures (BOSS '76)*. 1976, Instituttet for Geoteknikk, NTH: Trondheim.
4. Nordal, S., *Stress fields; Bearing capacity theory and examples.* EEU-kurs: Design Analyses in Geotechnical Engineering, NTH, 1987.
5. Statens vegvesen, *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, in *Håndbok 274*. 2008.

Kapittel 7

SETNINGER

7.1 INNLEDNING 7-2
7.2 SETNINGSKRAV FOR VEGBANEN 7-2
7.3.1 Spenningsfordeling 7-4
7.3.2 Initialsetninger 7-5
7.3.3 Primærsetninger 7-6
7.3.4 Sekundærsetninger 7-9
7.4 SPENNINGSFORDELING I LAGDELT GRUNN 7-9
7.5 SETNINGER I TORV 7-11
7.5.1 Prøvetaking og laboratorieundersøkelser 7-12
7.5.2 Beregning av setninger 7-12
7.5.4 Beregningseksempel – tidsforløp 7-15
7.5.5 Bygging og kontroll 7-15
7.6 BEREGNINGSEKSEMPLER 7-16
7.6.1 Fundament på sand 7-16
7.6.2 Fylling på leire. 7-18
7.6.3 Fundament på lagdelt grunn. 7-21
7.7 MÅLINGER 7-23
7.8 REGNEPROGRAMMER 7-23
7.9 SYMBOLLISTE 7-24
7.10 REFERANSELISTE 7-25

7.1 INNLEDNING

Dette kapitlet omhandler teorigrunnlaget for og eksempler på setningsberegninger. Setninger i torv er omhandlet i eget avsnitt da slike beregninger skiller seg vesentlig ut fra setningsberegninger i mineralske jordarter.

De totale setninger for et fundament (δ_{tot}) kan bestå av følgende bidrag:

$$\delta_{tot} = \delta_i + \delta_p + \delta_s$$

Initialsetningen (δ_i) er elastiske og/eller plastiske deformasjoner som finner sted umiddelbart etter belastning på grunn av skjærtøyninger/formendring.

Primærsetningen (δ_p) er setning på grunn av konsolidering (utpressing av porevann) som en følge av poreovertrykk som introduseres ved pålastning.

Sekundærsetningen (δ_s) skyldes plastisk kryping av materialet og kan pågå i lang tid etter at primærsetningen er avsluttet.

Setningene for et fundament er som regel forårsaket av direkte opptredende laster på selve fundamentet. Setninger kan imidlertid også opptre på grunn av tilleggsspenninger i jorden fra nærliggende konstruksjonselementer (f.eks nabofundament innenfor samme bygg eller et nærliggende bygg), samt fra grunnvannsenkning ved overflatedrenasje og ved uttapping av drenerende bunnlag.

Skjevsetninger kan oppstå som en følge av ujevn lastfordeling og/eller ujevne grunnforhold. Skjevsetninger kan oppstå både for enkeltfundamenter og mellom nabofundamenter innenfor byggverket som helhet. Muligheten for skjevsetninger bør alltid vurderes.

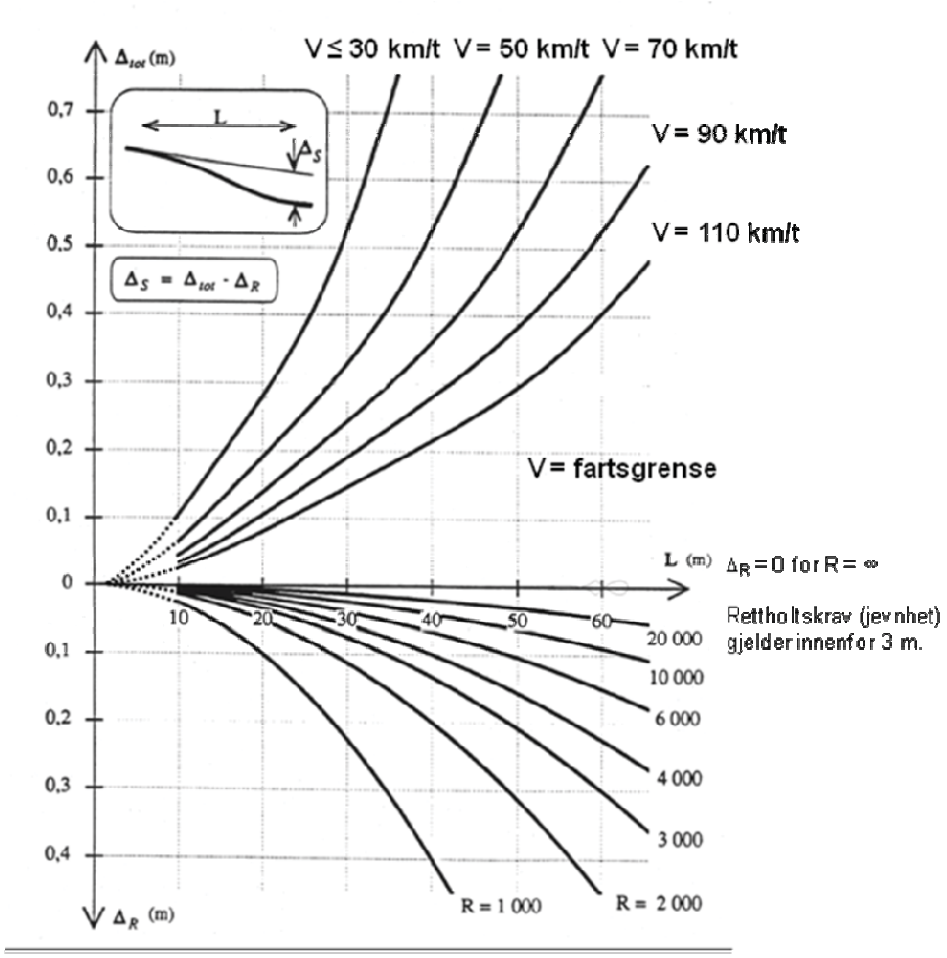
7.2 SETNINGSKRAV FOR VEGBANEN

I håndbok 018; Vegbygging er det satt krav til setninger i lengde og tverretning. Setningsberegningene som beskrevet i dette kapittelet skal gi grunnlag for å vurdere om forventede setninger vil ligge innenfor disse kravene eller om det er behov for tiltak for å redusere setninger.
I lengderetning vil største tillatte setningsforskjell Δ_s i vegbanen på strekningen L være:

$$\Delta_s = \Delta_{tot} - \Delta_R$$

Størrelsen på Δ_{tot} og Δ_R er gitt i figur 7.1

der:
L = avstand i lengderetning hvor setningsforskjellen måles, angitt i meter.
R = vertikalradius, målt i meter ($\Delta_R = 0$ for $R = \infty$)
V = fartsgrense i henhold til håndbok 017 Veg- og gateutforming .



Figur 7.1 Største tillatte setningsforskjell Δ_s på strekningen L

Største tillatte tverrfallsavvik på grunn av setninger er 1,0 prosent (prosentenhet). Ved bruer er tillatt tverrfallsavvik null (0) i direkte tilknytning til brua og øker lineært til 1,0 prosent innenfor en overgangsstrekning som er 30 m dersom fartsgrensen er 50 – 70 km/t og 50 m dersom fartsgrensen er 90 - 110 km/t. For beregningsdetaljer se Håndbok 274, Kap. 2.0.

7.3 SETNINGSBEREGNINGER - BEREGNINGSGRUNNLAG

Følgende informasjoner trengs for å kunne utføre setningsberegninger:

Eksisterende effektivspenninger i grunnen (p_0') beregnes fra tyngdetetthet (densitet) og poretrykk. Siden det ofte er grunn til å anta at poretrykksfordelingen ikke er hydrostatisk kan det være nødvendig å foreta poretrykksmålinger i ulike dybder.

Grunnforholdene kartlegges ved sonderboringer, prøvetakinger og laboratorieanalyser (se kapittel 1, 2 og 3). Kartleggingen bør omfatte jordart, lagdeling og dybder til berg. Terrengformasjonene kan indikere hvorvidt grunnen tidligere har vært sterkere belastet, f.eks i bunnen av en erosjonsdal.

Jordmaterialenes deformasjonsegenskaper bestemmes ved felt- og laboratorieforsøk eller anslås ut fra tidligere erfaringsgrunnlag for aktuelle jordarter. Parametere som bør bestemmes er deformasjonsmodul (M), modultall (m), forkonsolideringstrykk (p_c') og konsolideringskoeffisient (c_v).

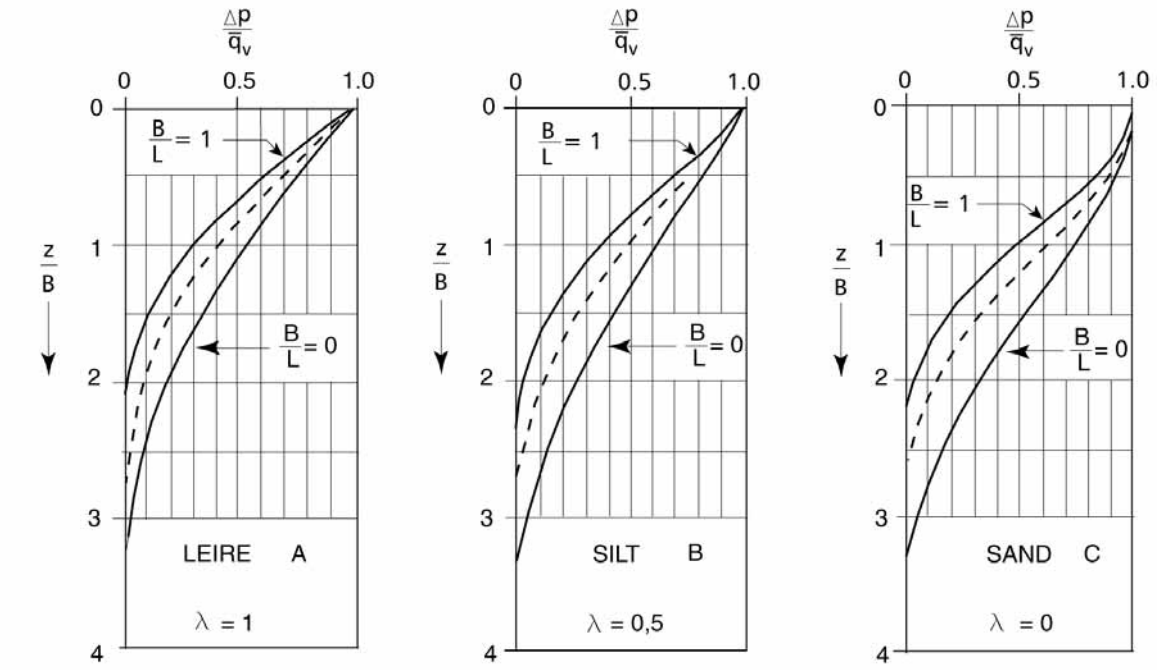
Setningsparametrene bestemmes vanligvis ved ødometerforsøk, se kapittel 2. Typiske verdier for aktuelle jordarter er angitt i kapittel 2.9. Akseptkriterier for tillatte setninger, setningsdifferanser og setningshastigheter må fastsettes i hvert enkelt tilfelle ut fra krav til sikkerhetsnivå og funksjonsdyktighet for konstruksjonen.

7.3.1 Spenningsfordeling

Spenningsfordeling under et fundament kan betraktes med plastiske metoder som Janbu / Jaky eller med elastiske metoder som f.eks Boussinesq. Hvorvidt en velger en elastisk eller en plastisk modell kan ha avgjørende betydning for beregningsresultatet. Derfor er det viktig at en velger den metoden som er best relatert til hovedbidraget av setningene.

Jord er sjelden elastisk. Det som ligger nærmest opp til en elastisk situasjon kan være, initialsetninger, den prekonsoliderte delen av primærsetningene og primærsetninger i sand og grus. For øvrig vil en legge nærmest opp til en plastisk situasjon.

Vanligvis vil en ved setningsberegninger for vegbyggingsformål benytte Janbus fordelingskurver for beregning av tilleggsspenninger. Kurvene, se figur 7.2 viser vertikal tilleggsspenning midt under et fundament og metoden bygger på plastisitetsteorien. Spenningsfordelingen i figur 7.2 er forskjellig for leire, silt og sand men tar ikke hensyn til fastheten av lagene.



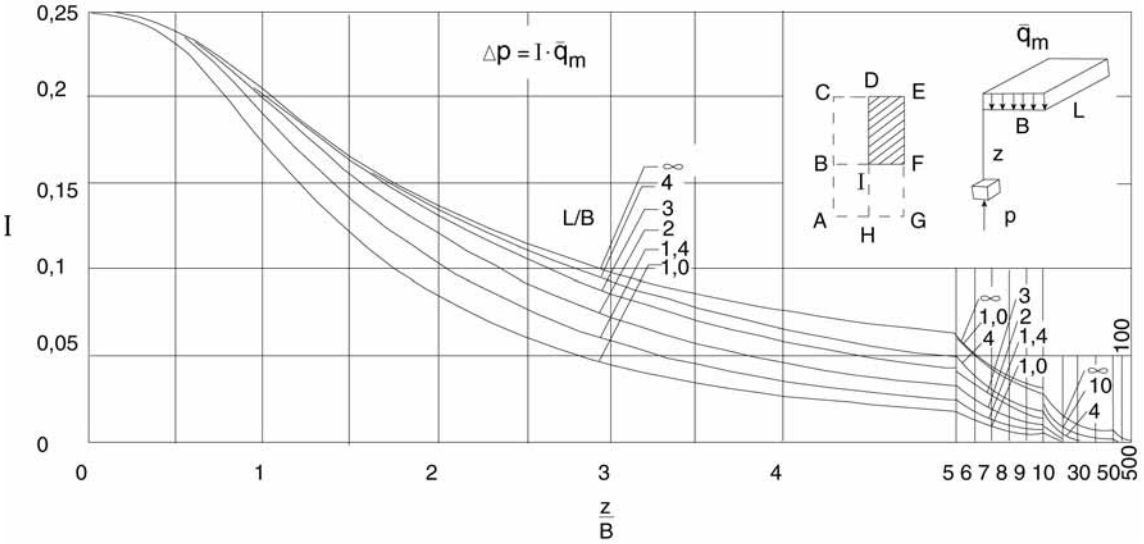
Figur 7.2 Spenningsfordeling for overflatebelastning - plastisk likevektsteori (etter: Janbu 1973; Grunnlag i Geoteknikk, Ref. 8)

Ved lagdelt grunn kan spenningsfordelingen avvike fra det som er angitt. Det finnes metoder for ekvivalering av lagtykkelser i samsvar med lagenes fasthet, se avsnitt 7.4. Om dette ikke tas hensyn til, vil vi vanligvis ligge på den konservative siden.

Ved bruk av Janbus fordelingskurver må en være klar over at disse ikke gir noen opplysninger om tilleggsspenninger forårsaket av andre laster eller fundamenter. Eventuelle tilleggsspenninger fra nabofundament eller lignende kan tas ut fra Boussinesqs kurver (se figur 7.3). Disse angir vertikal tilleggsspenning under et hjørne av en rektangulær, jevnt fordelt overflatelast $\Delta p = I \cdot \overline{q_m}$ der Boussinesqs faktor, I, finnes fra diagrammet. Dersom en har en last q_m i området IDEF vil tilleggslasten under et punkt A (se figur 7.3) bli:

$$\Delta p_A = \Delta p_{ACEG} + \Delta p_{ABIH} - \Delta p_{ACDH} - \Delta p_{ABFG}$$

Ved slike kombinasjoner (superponering) kan Δp finnes under et hvilket som helst punkt. Ved elastisitetsteori er slik superponering akseptabelt, men ikke ved plastisitetsteorier.



Figur 7.3 Spenningsfordeling for overflatebelastning - elastisk teori. (Boussinesq)

7.3.2 Initialsetninger

Avsnittet beskriver beregningsgang for initialsetninger (pkt. a) til d)):

a) Tilleggsspenningene (Δp) med dybden anslås som beskrevet i avsnitt 7.3.1.

b) Initiell deformasjonsmodul (M_i) for de forskjellige jordlag bestemmes (kfr. kap.3).

c) Initielle vertikaltøyninger (ε_i) beregnes:

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta p}{M_i}$$

d) Initialsetningen (δ_i) bestemmes:

$$\delta_i = \int_0^H \varepsilon_i dH$$

7.3.3 Primærsetninger

Avsnittet beskriver beregningsgang for primærsetninger:

e) Vertikal effektivspenning (p_0') før belastning bestemmes.

f) Tilleggsspenningene (Δp) med dybden anslås som beskrevet i avsnitt 7.3.1.

g) Forbelastningstrykket (p_c') anslås etter ødometerforsøk (kap. 2) eller på annet vis (kap. 2.9).

h) Deformasjonsmoduler og modultall (M og m) for de forskjellige lag bestemmes og de primære vertikaltøyningene (ε_p) med dybden beregnes som vist i det følgende.

Generelt kan deformasjonsmodulen etter Janbus tilpasningsformel uttrykkes ved:

$$M = m \cdot p_a \cdot \left[\frac{p'}{p_a} \right]^{1-n}$$

der:
m = modultall
n = spenningseksponent
p_a = referansespenning = 100 kN/m^2
p' = vertikal effektivspenning

Spenningseksponenten er avhengig av jordart og settes lik:
n = 1,0 for berg, OC-leire, fast morene
n = 0,5 for sandige jordarter
n = 0 for NC-leirer og leirig silt

De primære vertikaltøyningene for leire og leirig silt beregnes etter følgende formler:

$$\varepsilon_{OC} = \frac{p_c' - p_0'}{M_c} \qquad (n = 1)$$

$$\varepsilon_{NC} = \frac{1}{m} \cdot \ln \frac{p_0' + \Delta p + p_r}{p_c' + p_r} \qquad (n = 0)$$

der: p_r er definert på figur 7.4 og $\Delta p = p' - p_0'$

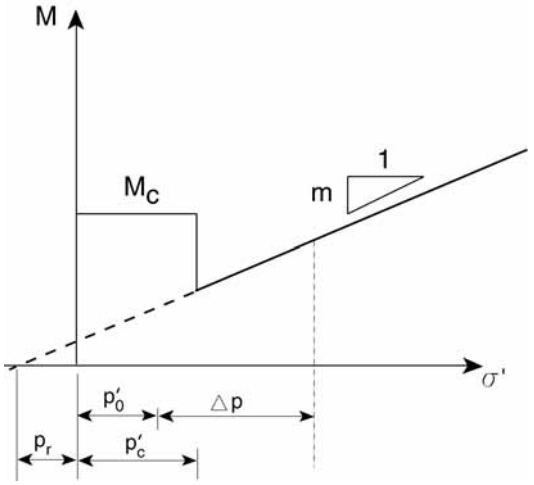
$$\varepsilon_p = \varepsilon_{OC} + \varepsilon_{NC}$$

Hvis $p_0'+\Delta p \le p_c'$ blir $\varepsilon_{OC} = \dfrac{\Delta p}{M_c}$ og $\varepsilon_{NC} = 0$

En leire som belastes over p_c' oppfører seg som normalkonsolidert, dvs.:

Hvis $p_0'+\Delta p \ge p_c'$ blir $\varepsilon_{NC} = \dfrac{1}{m} \cdot \ln \dfrac{p_0'+\Delta p + p_r}{p_0'+p_r}$

Det vises til Figur 7.4 for definisjon av moduler og spenninger. For normalkonsolidert leire er $p_c' \le p_0'$. Tolkning og formler gjelder derfor både for NC- og OC-leirer. Merk at dersom linjen med helning m skjærer σ-aksen til høyre for origo, må vi skifte fortegn på p_r.



Figur 7.4 Modulkurve for leire og leirig silt.

De primære vertikaltøyningene i grov silt, sand og grus kan beregnes etter følgende formler:

$$M = m \cdot \sqrt{p' \cdot p_a}$$

$$\varepsilon_p = \frac{2}{m} \cdot \left[\sqrt{\frac{p_0'+\Delta p}{p_a}} - \sqrt{\frac{p_0'}{p_a}} \right] \qquad (n = 0{,}5)$$

i) Primærsetningene (δ_p) bestemmes:

$$\delta_p = \int_0^H \varepsilon_p \, dH$$

dvs. $\delta_p = \dfrac{\varepsilon_p}{100} \cdot H$ der H er tykkelsen av setningsgivende lag (i cm).

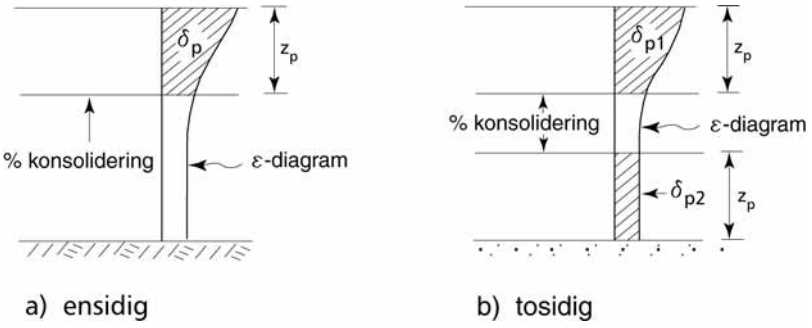
j) Tidsforløpet av primærsetningen bestemmes.

Store usikkerheter er forbundet med overslag over tidsforløpet av primærsetningene i leire og leirig silt. Det er derfor lite vunnet ved å gå til kompliserte regnemodeller. Grovt regnet kan det anslås at tiden for 100 % konsolidering (ved ensidig drenering) av et lag med tykkelse H og konsolideringskoeffisient c_v er gitt ved:

$$t_p = \frac{H^2}{c_v}$$

En forenklet modell er at en linje som angir % konsolidering rykker nedover gjennom jordmassen som vist på figur 7.5 a) for ensidig drenering og som vist på figur 7.5 b) både ovenfra og nedenfra for tosidig drenering. Etter en tid t_p er da all den setning som tilsvarer områdene z_p "spist" opp. Dersom en antar at primærkonsolideringen har "spist" seg ned dybden z_p mens konsolidering ennå ikke har forekommet lenger ned i (og ved tosidig konsolidering - opp i) leira etter en gitt tid t_p kan dybden z_p utrykkes ved:

$$z_p = \sqrt{c_v \cdot t_p}$$



Figur 7.5 Modell for overslag over tidsforløp ved primærsetning.

Den vertikale konsolideringskoeffisienten c_v (m^2/år) varierer med spenningsområdet. Fra ødometerresultatene velges den aktuelle middelverdi. Det kan også være store variasjoner fra lag til lag. Ved beregning av setningenes tidsforløp finnes en veiet middelverdi over dybden z_p slik at de lag som gir mest setning tillegges mest vekt. Dersom lag n har setningen δ_{pn} og koeffisienten c_{vn} kan midlere konsolideringskoeffisient utrykkes ved:

$$\overline{c_v} = \frac{\sum_1^n \delta_{pn} \cdot c_{vn}}{\sum_1^n \delta_{pn}}$$

Primærsetningene i grov silt, sand og grus kan dersom massene ikke inneholder humus av betydning (inntil ca. 2 %) regnes å komme så vidt raskt at tidsforløpet ikke beregnes. Setninger i silt, sand, grus og stein med stor porøsitet og dårlig komprimering kan forekomme som et resultat av endringer i grunnvannsforhold og rystelser. Slike setningsbidrag lar seg ikke beregne mht. tidsforløp.

7.3.4 Sekundærsetninger

Generelt vil primær- og sekundærsetningene overlappe hverandre. En regner likevel bare med bidrag fra sekundærsetningen for tiden etter at primærsetningene er avsluttet dvs. ved $t \geq t_p$.

Følgende framgangsmåte kan benyttes ved beregning av sekundærsetningen:

k) Tid for avsluttet primærsetning (t_p) anslås i henhold til avsnitt 7.3.3, punkt j).

l) Parametrene t_r og r_s som definerer tidsmotstanden bestemmes for hvert lag og for aktuelle lastnivåer ($t \geq t_p$). Sekundærsetningsparametrene r_s og t_r bestemmes vanligvis ved ødometerforsøk. Typiske verdier er angitt i Kap. 2.9.

Tidsmotstanden R er definert ved uttrykket:

$$R = \frac{dt}{d\varepsilon_s} = r_s \cdot \left(t - t_r\right)$$

m) Sekundærtøyningene (ε_s) med dybden beregnes ved formelen

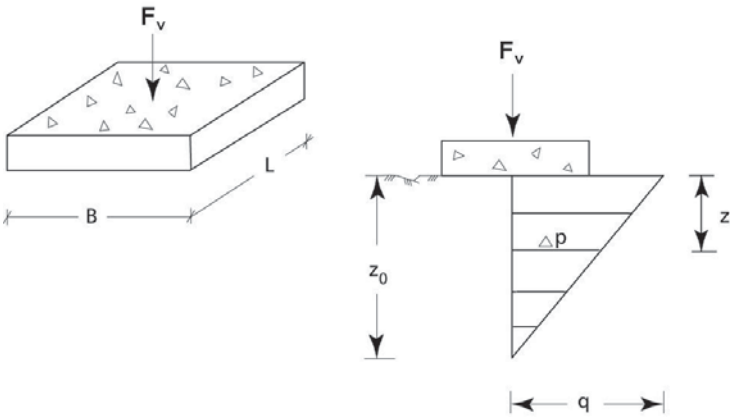
$$\varepsilon_s = \frac{1}{r_s} \cdot \ln \frac{t - t_r}{t_p - t_r}$$

n) Resulterende sekundærsetning (δ_s) som funksjon av tiden $t \geq t_p$. bestemmes:

$$\delta_s = \int_0^H \varepsilon_s \, dH$$

7.4 SPENNINGSFORDELING I LAGDELT GRUNN

Det finnes flere varianter for å vurdere fordelingen av spenninger i lagdelt grunn. Her vil Jakys spenningsfordeling bli vist. Dette er en enkel modell for fordeling av tilleggspenningen Δp, som vist i figur 7.6. Jakys fordeling gir omtrent samme verdier som Janbus og Δp - verdiene gjelder bare vertikalt, midt under fundamentet. Boussinesq som er en elastisk metode gir høyere tilleggsspenninger i dypere lag og lavere i grunnere lag. Janbu og Jaky har mindre dybdevirkning enn Boussinesq, men kan gi større setninger i de øverste lagene.



Figur 7.6 Spenningsfordeling etter Jaky.

Tilleggsspenningen Δp avtar lineært til null i dybden z_0. La B være bredden og L være lengden på fundamentet. Da er:

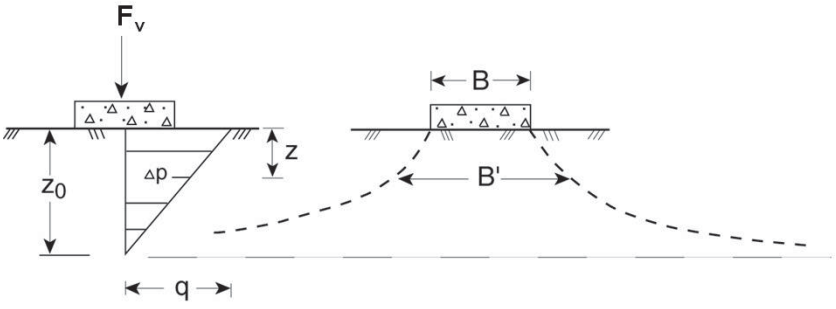
$$z_0 = \pi \cdot \frac{B \cdot L}{B + L}$$

$$q = \frac{F_v}{B \cdot L}$$

$$\Delta p = q \cdot \left(1 - \frac{z}{z_0}\right)$$

For kvadratisk fundament er: $z_0 = 0{,}5 \cdot \pi \cdot B$

For langstrakt fundament er: $z_0 = \pi \cdot B$



Figur 7.7 Lastspredning etter Jaky.

Her er $B' = \dfrac{B}{k \cdot \left(1 - \dfrac{z}{z_0}\right)}$ og k = 1,0 med jevn trykkfordeling over belastet flate etter Jaky. For langstrakte fundamenter vil k = 16/30 ved klokkeformet trykkfordeling etter Pascals trekant.

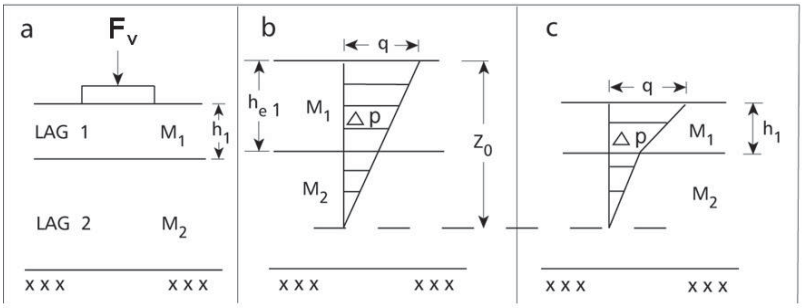
Trykkspredningen er større gjennom et fast lag ned på et mykere enn den er gjennom homogen grunn. Vi kan få en tilnærmet løsning på dette ved å ekvivalere det faste lagets tykkelse opp i et forhold mellom E-moduler eller M-moduler og benytte Jakys fordeling på det ekvivalerte bildet. Det blir som å gjøre det faste laget til et tilsvarende tykt lag med samme modul som det underliggende laget.

I figur 7.8 viser figur a det virkelige bildet. Figur b viser det ekvivalerte bildet, og på dette er Jaky lagt inn. Figur c viser igjen det virkelige bildet, men her har vi tatt inn de Δp verdiene vi fant i figur b. Ekvivaleringen er gjort med ligningen:

$$h_{e1} = h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{M_1}{M_2}}$$

h_1 = Virkelig tykkelse på lag nr. 1 (det øverste laget)
h_{e1} = Ekvivalert tykkelse på lag nr. 1
M_1 = M-modulen for lag nr. 1. Her kan også brukes E-modul.
M_2 = M-modulen for lag nr. 2. Her kan også brukes E-modul.

En kan benytte samme system for et større antall lag.



Figur 7.8 Ekvivalent lagtykkelse.

Når en forstår systemet er det ikke nødvendig å tegne opp som i figur 7.8. En kan regne ut og tegne rett inn i det virkelige bildet. Etterregning av setningsobservasjoner er gjort for Gartnerløkka bru i Kristiansand. Det vises til Internrapport 1029 fra Teknologiavdelingen i Vegdirektoratet (Veglaboratoriet, Ref. 10).

7.5 SETNINGER I TORV

Torv er dannet av planterester (mose, gress og siv) eller trerester som etter hvert er blitt mer eller mindre omvandlet (formuldet). Omvandlingsgraden blir vanligvis beskrevet etter von Post i ti grupper (H1–H10) fra lite omvandlet til sterkt omvandlet:

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

7.5.1 Prøvetaking og laboratorieundersøkelser

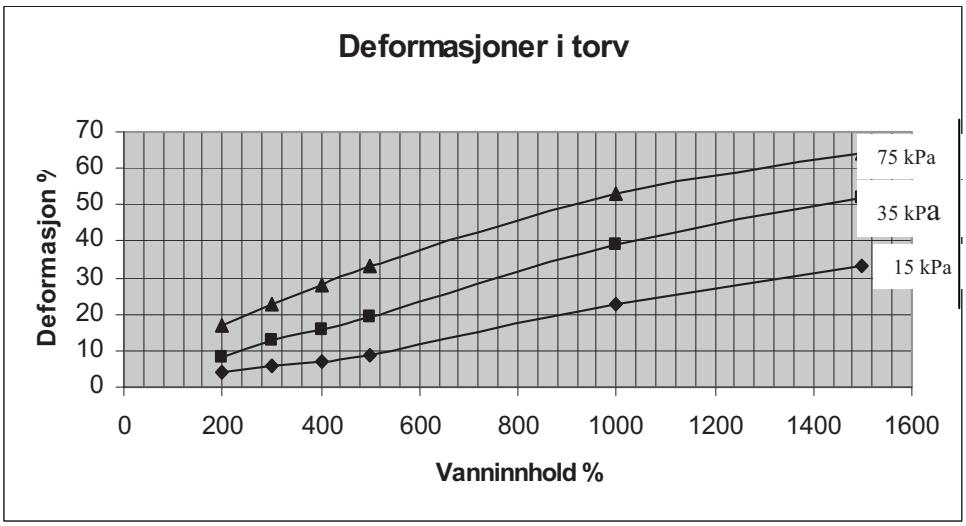
Fiberstruktur, planterester og det høye vanninnholdet gjør det vanskelig å ta uforstyrrede prøver av enkelte torvtyper. Det er viktig å registrere om og i hvilken grad det finner sted en sammentrykning av torven under prøvetakingen. Dette kan gi mulighet for å justere noen av de verdiene som en får fra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

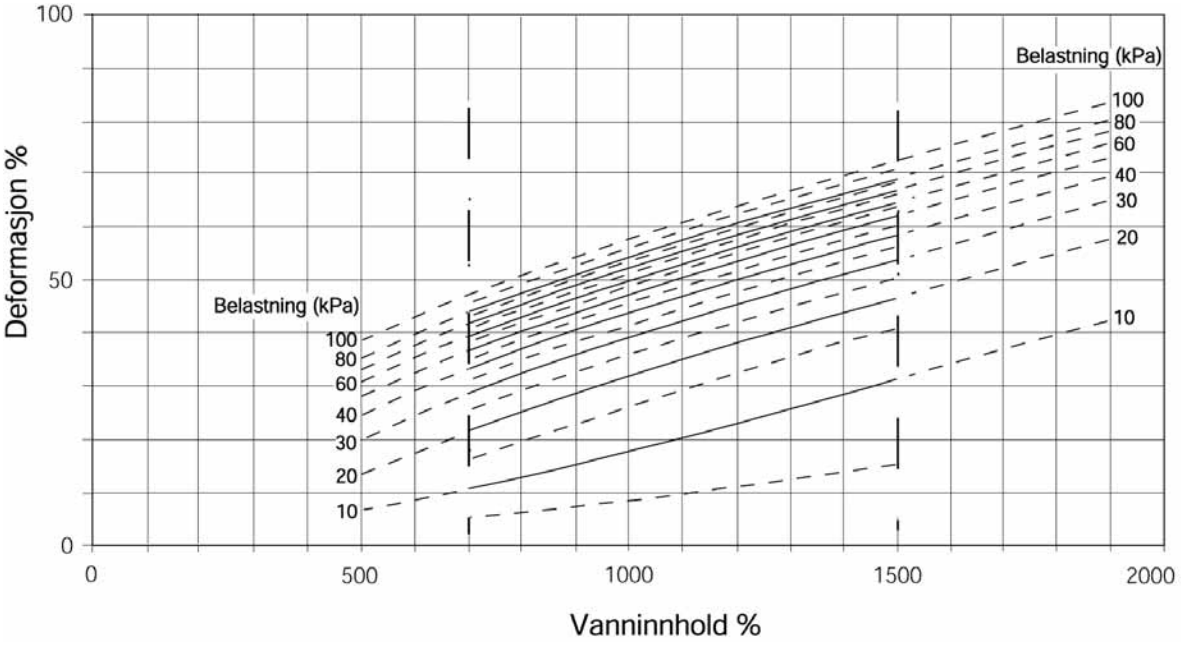
7.5.2 Beregning av setninger

Ved bygging på torvavsetninger er det ønskelig å kunne gjøre et overslag for setningenes størrelse også der det ikke er utført ødometerforsøk. Vegdirektoratet har utarbeidet en metode der en med utgangspunkt i vanninnhold og tilleggsbelastning kan bestemme torvavsetningens sammentrykning (kompressibilitet) i prosent av torvlagets tykkelse. Slike overslag er naturligvis usikre.

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 og vanninnhold. Ut fra vanninnhold kan en med kurvene i figur 7.9 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 kurver for variasjoner i vanninnhold i området 500 – 1900 % (vektprosent) og belastninger i området 10 – 100 kPa er vist i figur 7.10 basert på svenske erfaringer (Peter Carlsten, ”Vägbygnad på torv”, 1989, Ref. 4)



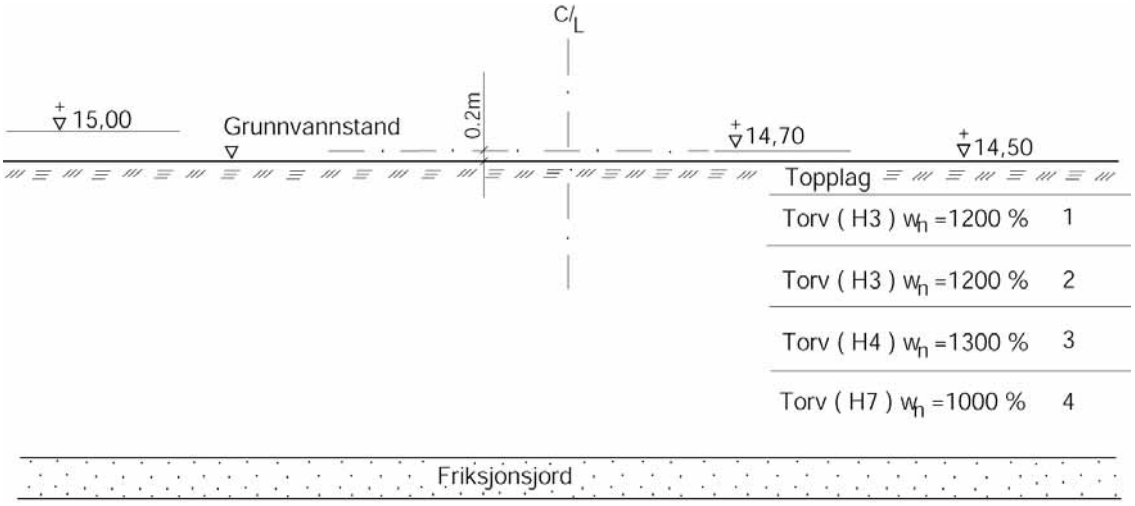
Figur 7.9 Deformasjoner ved ulike belastninger og vanninnhold (Vegdirektoratet 1978)



Figur 7.10 Deformasjon ved ulike belastninger og vanninnhold (Carlsten,1989).

7.5.3 Beregningseksempel – totalsetninger

Beregningseksempelet som er vist her er hentet fra "Vägbyggnad på torv"(Carlsten, 1989, Ref. 4). Det skal bygges en 6 m bred veg med planlagt ferdig ok. veg på kote +14,7. Dette er 0,2 m over opprinnelig terreng på kote +14,5. Grunnen består av 4,4 m torv over friksjonsjord. Grunnvannstand er i terrengnivå. Fyllmassene består av grus med γ_T = 19 kN/m^3 og γ_M = 21 kN/m^3. Det vises til figur 7.11.



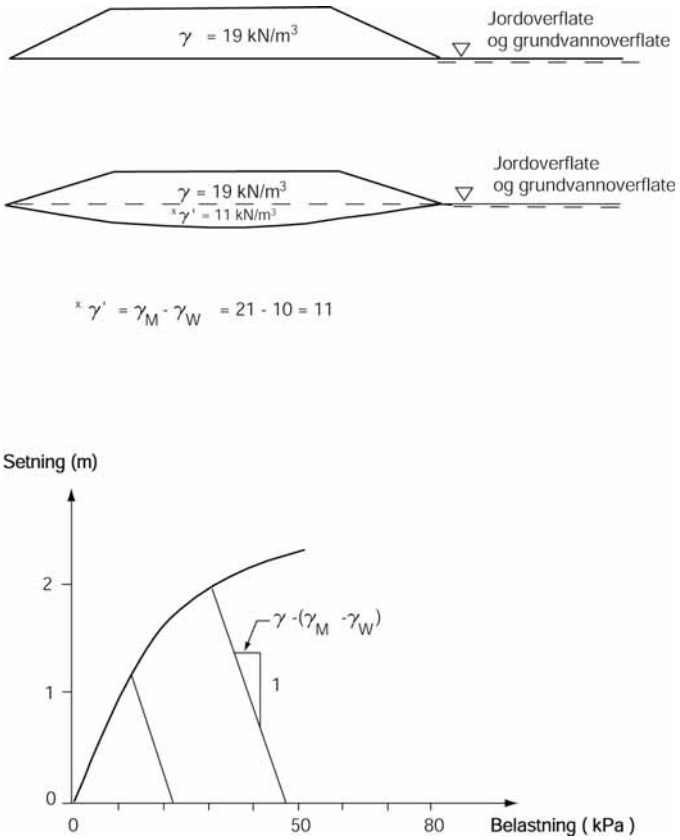
Figur 7.11 Grunnforhold (Carlsten, 1989)

Setningene under forskjellige belastninger beregnes ved hjelp av figur 7.10 og er vist i figur 7.12 og i figur 7.13. Denne figuren viser også at når fyllingen setter seg vil en del av den komme under grunnvannstanden og belastningen reduseres p.g.a. oppdrift.

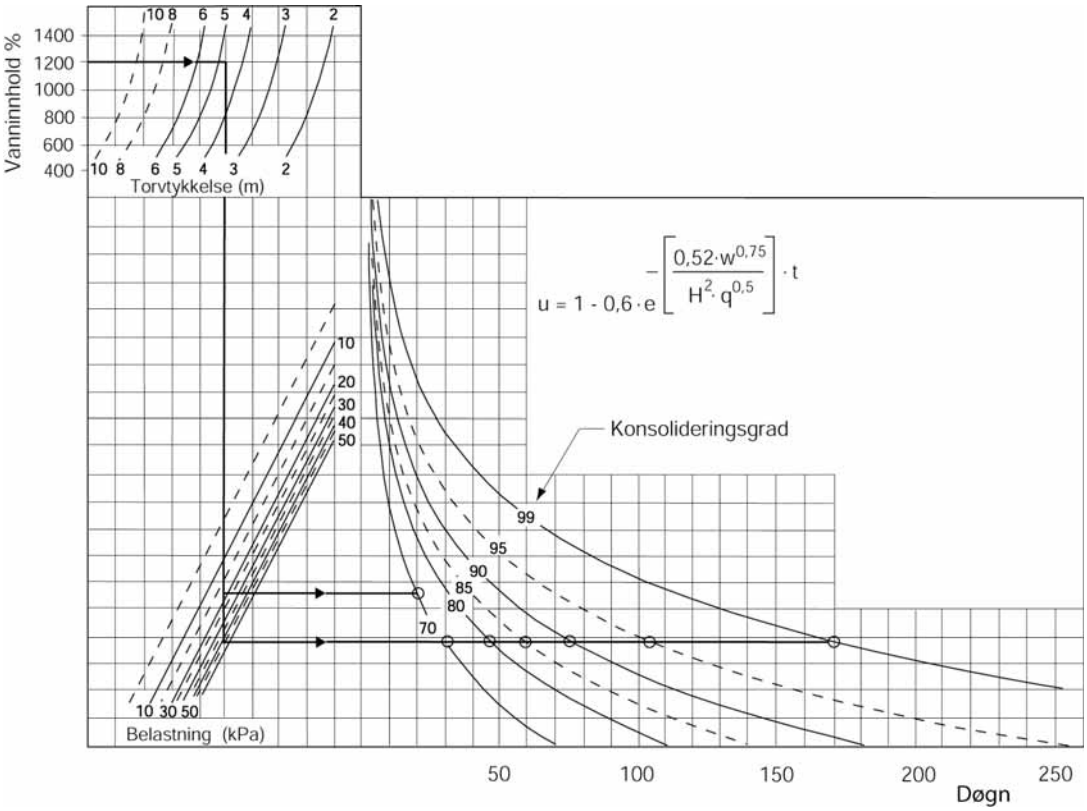
Lag nr.	tykkelse	Vann innhold	q = 10 kPa		q = 20 kPa		q = 30 kPa		q = 40 kPa		q = 50 kPa	
	m	%	ε %	δ m	ε %	δ m	ε %	δ m	ε %	δ m	ε %	δ m
1	1,0	1200	23	0,23	38	0,38	46	0,46	50	0,50	54	0,54
2	1,0	1200	23	0,23	38	0,38	46	0,46	50	0,50	54	0,54
3	1,0	1300	27	0,27	42	0,42	48	0,48	53	0,53	56	0,56
4	1,4	1000	18	0,25	32	0,45	39	0,55	44	0,62	48	0,67
Σ				0,98		1,63		1,95		2,15		2.31

Figur 7.12 Setningsberegning (etter Carlsten, 1989).

For å redusere ettersetningene skal fyllingen dimensjoneres slik at det ved primærsetningens slutt kan lastes av 0,3 m masse (forbelastning). For å unngå brudd i torva skal lasten påføres i etapper, første etappe med 1,2 m i to lag à 0,6 m med 1-2 dagers mellomrom. Ved 70 – 80 % konsolidering i torva påføres neste etappe. Figur 7.13 viser at 2,5 m fylling (47,5 kPa) får ca 2,0 m setning og det er således mulig å avlaste 0,3 m som planlagt.



Figur 7.13 Sammenheng mellom belastning og deformasjon (etter Carlsten, 1989, Ref. 4)



Figur 7.14 Sammenheng mellom belastning og deformasjon (etter Carlsten, 1989, Ref. 4)

7.5.4 Beregningseksempel – tidsforløp

Vurdering av tidsforløpet av setningene gjøres ved hjelp av figur 7.14 og resultatet av beregningene er vist i figur 7.15.
Etter dette tar det ca 20 døgn for å oppnå 70 % konsolidering under første fyllingsetappe. Tidsforløpet for den totale lasten viser at 99 % konsolidering er oppnådd etter ca 4-5 måneder og da kan avlastningen finne sted og vegen gjøres ferdig.

	q kPa	U %	Tid T i døgn	sluttsetning	Setning ved tiden T
Etappe 1	22,8	70	20	1,18	0,83
Etappe 2	47,5	70	29		1,40
		80	46		1,60
		85	58	2,00	1,70
		90	75		1,80
		95	103		1,90
		99	170		1,98

Figur 7.15 Beregning av tidsforløp (etter Carlsten, 1989)

7.5.5 Bygging og kontroll

Det er mulig å bygge veg på torv med godt resultat ved en kontrollert utførelse og bruk av forbelastning med måling av setninger. 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, slake skråninger (1:3) og god avstand til drensgrøftene vil også redusere ujevnheter og sideveis deformasjoner..

Kunnskap om effekten av forbelastningen er viktig. For et anlegg av en viss størrelse kan det være riktig å utføre en prøvefylling. En slik fylling vil gi mer pålitelige data enn det en kan få ut av konsolideringsforsøkene eller de diagrammene som baserer seg på gjennomsnittsverdier. Forutsetningen er at en har tilstrekkelig tid til disposisjon.

Ved eventuelle underliggende bløte lag må sikkerheten mot glidninger være tilfredsstilt. I slike tilfeller må også setningsforholdene i disse lagene tas med i beregningen og det kan være nødvendig med en annen utførelse for å få et tilfredsstillende resultat. (dypstabilisering, dypdrenering, lette masser, masseutskiftning). Disse metodene behandles i kapittel 15, Lette masser - grunnforsterkning og Håndbok 274, Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger.

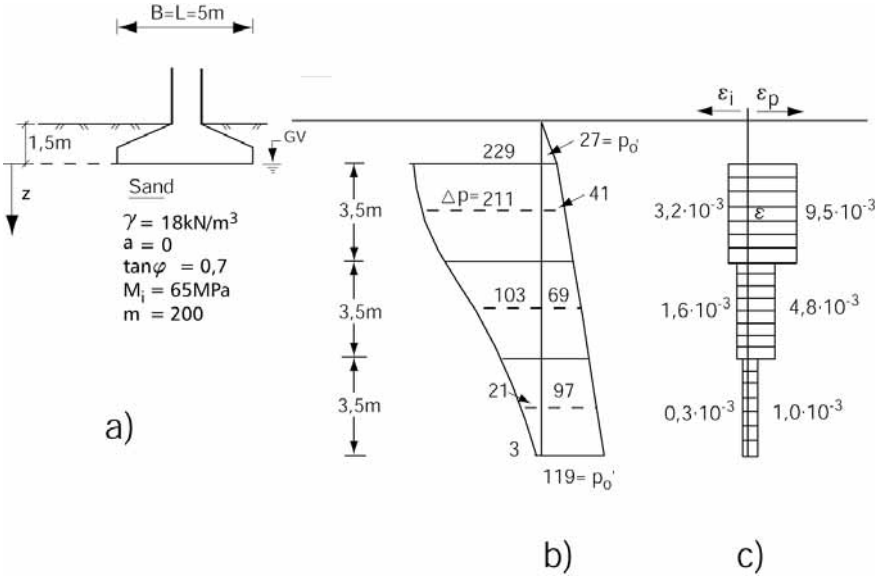
7.6 BEREGNINGSEKSEMPLER

I dette avsnittet er det vist en del eksempler på setningsberegninger.

7.6.1 Fundament på sand

Et brufundament skal plasseres i en homogen sand med stor dybde til berg. Fundamentet skal overføre 6400 *kN* på fundamentflaten som er $5m \cdot 5m = 25m^2$. Fundamentdybden er 1,5 *m* under terreng, hvor grunnvannstanden også ligger; se figur 7.16. Med tyngdetetthet $\gamma = 18\ kN/m^3$ blir netto tilleggsbelastning

$$\overline{q_v} = \frac{6400}{25} - 18 \cdot 1{,}5 = 229\,kPa$$



Figur 7.16 Fundament på sand - setningsberegning.

Totalsetninger på fundamentet $\delta_{tot} = \delta_i + \delta_p$ beregnes som beskrevet i avsnitt 7.3.2 og 7.3.3. Resultatet av beregningene er satt opp i tabell, se figur 7.17.

a) Tilleggsspenningene med dybden bestemmes i henhold til figur 7.2 c. Eksempel: I dybde z = 1,75 *m* vil *B/L = 1* og z/B = 0,35 gi :

$$\frac{\Delta p}{q_v} = 0{,}92 \quad \Rightarrow \quad \Delta p = q_v \cdot 0{,}92 = 229 \cdot 0{,}92 = 211 kN/m^2$$

b) Initiell deformasjonsmodul M_i = 65 *Mpa*

c) Initielle vertikaltøyninger beregnes. Eksempel for dybde 1,75m:

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta p}{M_i} = \frac{211 kPa}{65 MPa} = 3{,}24 \cdot 10^{-3}$$

Denne vertikaltøyningen antas forenklet å gjelde for øvre tredjedel av setningsgivende lag som vist på figur 7.15c).

d) Initialsetningen bestemmes. Eksempel for dybde z = 1,75m:

$$\delta_i = \varepsilon_i \cdot H = 3{,}24 \cdot 10^{-3} \cdot 350 cm = 1{,}1 cm$$

e) Vertikalspenning p_0' før belastning beregnes.

f) Tilleggsspenningene i dybden er bestemt for beregning av initialsetningene. Se pkt. a).

h) Modultallet for sanden m = 200. Primære vertikaltøyninger beregnes. Eksempel for dybde z = 1,75m:

$$\varepsilon_p = \frac{2}{m} \cdot \left[\sqrt{\frac{p_0' + \Delta p}{p_a}} - \sqrt{\frac{p_0'}{p_a}} \right] = \frac{2}{200} \cdot \left[\sqrt{\frac{41 + 211}{100}} - \sqrt{\frac{41}{100}} \right] = 9{,}46 \cdot 10^{-3}$$

i) Primærsetningen beregnes. Eksempel for dybde z = 1,75 m:

$$\delta_p = \varepsilon_p \cdot H = 9{,}46 \cdot 10^{-3} \cdot 350 cm = 3{,}3 cm$$

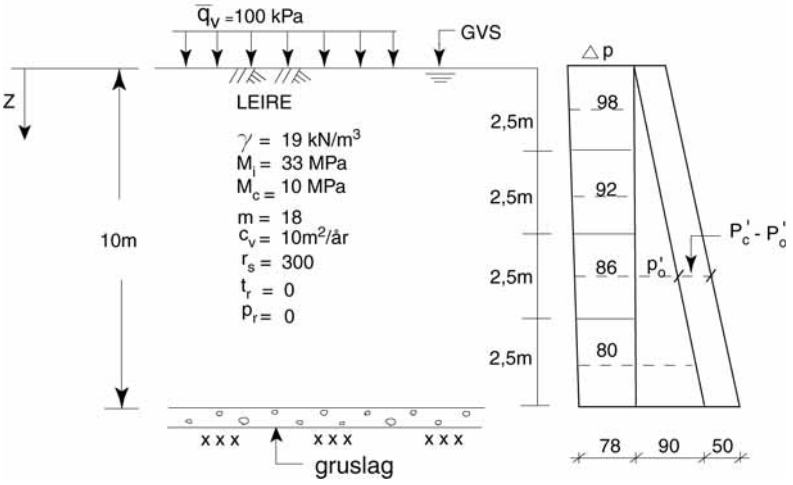
Dybde under fundament *m*	p_0' *kPa*	Δp *kPa*	ε_i 10^{-3}	ε_p 10^{-3}	δ_i *cm*	δ_p *cm*	δ_{tot} *cm*
1,75	41	211	3,24	9,46	1,1	3,3	4,4
5,25	69	103	1,59	4,81	0,6	1,7	2,3
8,75	97	21	0,32	01,0	0,1	0,3	0,4
Sum					**1,8**	**5,3**	**7,1**

Figur 7.17 Fundament på sand - setningsberegning.

Som vist i figur 7.17 forventes totalsetningene for fundamentet å bli i størrelsesorden 7-8 cm. Sekundærsetningene og setninger fra vekslende last forventes å bli små. Begge er neglisjert her.

7.6.2 Fylling på leire.

Det skal legges ut en 5 *m* høy steinfylling på leire. Fyllingsbredde er $B = 25$ *m* og fyllingslengde er $L = 100$ *m*. Tyngdetetthet for fyllingsmaterialene $\gamma = 20$ *kN/m*^{3} gir netto tilleggslast $\overline{q_v} = 100\,kPa$. Mektighet av leirlaget er 10 *m*. Over berg er det et gruslag på 0,5 *m* som antas å drenere poretrykk. Se figur 7.18.



Figur 7.18 Fylling på leire - setningsberegning.

Totalsetninger og setningenes tidsforløp beregnes i henhold til avsnitt 7.3.2 til 7.3.4. Resultatet av beregningene for initialsetninger og primærsetninger er satt opp i tabell, se figur 7.19.

a) Tilleggsspenningene med dybden bestemmes i henhold til avsnitt 7.2.2. Eksempel: I dybde 1,25m vil $B/L = 0,25$ og $z/B = 0,05$ gi :

$$\frac{\Delta p}{q_v} = 0,98 \quad \Rightarrow \quad \Delta p = q_v \cdot 0,98 = 100 \cdot 0,98 = 98\,kN/m^2$$

b) Initiell deformasjonsmodul $M_i = 33$ *MPa*

c) Initielle vertikaltøyninger beregnes. Eksempel for dybde 1,25m:

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta p}{M_i} = \frac{98\,kPa}{33\,MPa} = 2{,}97 \cdot 10^{-3}$$

Denne vertikaltøyningen antas forenklet å gjelde for øvre fjerdedel av setningsgivende lag, dvs. de øverste 250 *cm*, se figur 7.17.

d) Initialsetningen bestemmes. Eksempel for dybde 1,25m:

$$\delta_i = \varepsilon_i \cdot H = 2{,}97 \cdot 10^{-3} \cdot 250\,cm = 0{,}7\,cm$$

e) Vertikalspenning før belastning p_0' beregnes.

f) Tilleggsspenningene i dybden er bestemt for beregning av initialsetningene. Se pkt. a).

g) Forbelastningstrykket er bestemt til: $p_c' = p_0' + 50\ kPa$.
h) Modultallet for leira $m = 18$. Deformasjonsmodul $M_c = 10\ MPa$. Primære vertikaltøyninger beregnes. Eksempel for dybde 1,25m:

$$\varepsilon_{OC} = \frac{p_c' - p_0'}{M_c} = \frac{50kPa}{10MPa} = 5 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{NC} = \frac{1}{m} \cdot \ln \frac{p_0' + \Delta p + p_r}{p_c' + p_r} = \frac{1}{18} \cdot \ln \frac{11 + 98 + 0}{(11 + 50) + 0} = 32{,}2 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{OC} + \varepsilon_{NC} = (5 + 32{,}2) \cdot 10^{-3} = 37{,}2 \cdot 10^{-3}$$

i) Primærsetningen beregnes. Eksempel for dybde $z = 1{,}25$ m:

$$\delta_p = \varepsilon_p \cdot H = 37{,}2 \cdot 10^{-3} \cdot 250\,cm = 9{,}3\,cm$$

Lag nr.	Dybde *m*	p_0' *kPa*	Δp *kPa*	p_c' *kPa*	δ_i *cm*	δ_p *cm*
1	1,25	11	98	61	0,7	9,3
2	3,75	34	92	84	0,7	6,9
3	6,25	56	86	106	0,7	5,3
4	8,75	79	80	129	0,6	4,2
Sum					**2,7**	**25,7**

Figur 7.19 Fylling på leire - setningsberegning.

I det følgende er det vist beregning av sekundærsetningene for tiden $t \geq t_p$.

k) Tid for avsluttet primærsetning (t_p) anslås:

$$t_p = \frac{H^2}{c_v} = \frac{5^2}{10} = 2{,}5 år \text{ for tosidig og } t_p = \frac{10^2}{10} = 10 år \text{ for ensidig drenering.}$$

l) Tidsmotstandsparametrene; $r_s = 300$ og $t_r = 0$.

m) Sekundærtøyningene bestemmes for henholdsvis 5 år og 10 år etter at primærsetningene er avsluttet. Det er sett på både ensidig og tosidig drenering. Eksempel for ensidig drenering (dvs. $t_p = 10$ år) 10 år etter at primærsetningene er avsluttet:

$$\varepsilon_s = \frac{1}{r_s} \cdot \ln \frac{t - t_r}{t_p - t_r} = \frac{1}{300} \cdot \ln \frac{(10+10) - 0}{10 - 0} = 2{,}3 \cdot 10^{-3}$$

Resten av beregningene er sammenfattet i tabell, figur 7.20.

Ensidig drenering t_p = 10 år		Tosidig drenering t_p = 2,5 år	
t = 15 år	δ_s = 1,4 cm	t = 7,5 år	δ_s = 3,7 cm
t = 20 år	δ_s = 2,3 cm	t = 12,5 år	δ_s = 5,4 cm

t er tiden etter utlegging av fylling.

Figur 7.20 Beregning av sekundærsetninger.

n) Sekundærsetningene bestemmes. For eksempelet i m):

$$\delta_s = \varepsilon_s \cdot H = 2{,}3 \cdot 10^{-3} \cdot 1000 = 2{,}3 cm$$

De totale setninger under fyllingen:

$$\delta_{tot} = \delta_i + \delta_p + \delta_s = 2{,}7 + 25{,}7 + \delta_s = 28{,}4 cm + \delta_s$$

Setninger fra vekslende last forventes å bli små og er derfor neglisjert her.

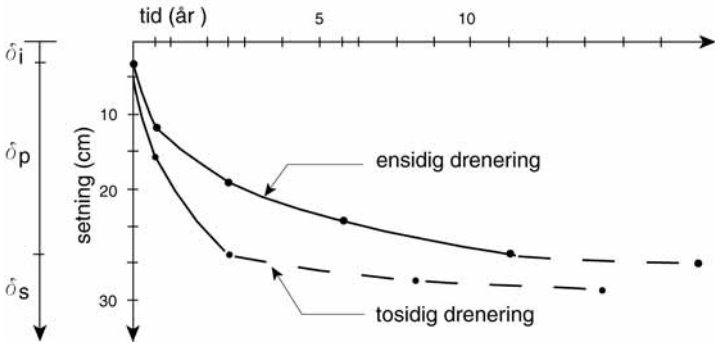
Tidsforløpet beregnes i henhold til 7.2.3j). Eksempel for beregning av tiden t_p' det tar før setningene har "spist" seg 2,5 m nedover dersom det antas ensidig drenering:

$$z_p = \sqrt{c_v \cdot t_p'} \quad \Rightarrow \quad t_p' = \frac{z_p^2}{c_v} = \frac{2{,}5^2}{10} år = 0{,}6 år$$

Resultatet av beregningene er vist i tabell, figur 7.21 og på figur 7.22.

Dybde under terreng.	ENSIDIG DRENASJE			TOSIDIG DRENASJE		
	Setning i dybde z_p *m*	Tid t_p' *år*	$\delta_i + \delta_p$ *cm*	Setning i dybde z_p *m*	Tid t_p' *år*	$\delta_i + \delta_p$ *cm*
0	0	0	2,7	0	0	2,7
2,5	2,5	0,6	12,1	2,5	0,6	12,1+4,2 =16,3
5,0	5,0	2,5	19,0	5,0	2,5	28,4
7,5	7,5	5,6	24,4	2,5	0,5	
10,0	10,0	10,0	28,4	0	0	

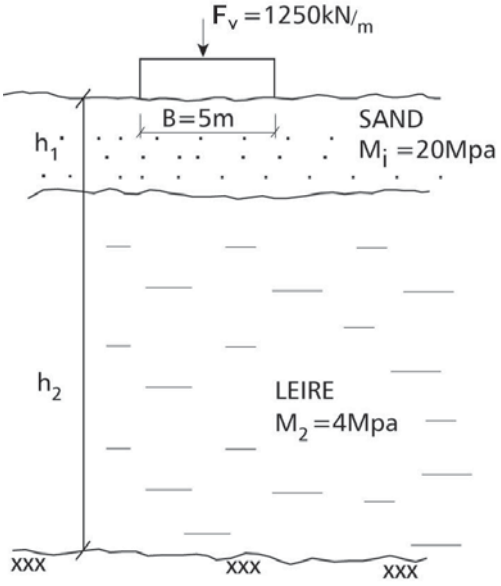
Figur 7.21 Tidsforløp - overslag.



Figur 7.22 Tidsforløp for henholdsvis ensidig og tosidig drenering.

7.6.3 Fundament på lagdelt grunn.

Langstrakt fundament med P_v = 1250 *kN/m* og B = 5 *m*.
Lagdelt grunn: h_1 = 5 *m* sandlag med M_1 = 20 000 *kPa.* H_2 = 20 *m* leirlag med M_2 = 4000 *kPa.*
Se figur 7.23.



Figur 7.23 Langstrakt fundament på lagdelt grunn.

Netto tilleggslast er bestemt som beskrevet i avsnitt 7.4.1.

Jakys trykkfordeling for langstrakt fundament gir: $z_0 = \pi \cdot 5 = 15{,}7m$

Ekvivalering av lagtykkelsen i det faste laget (sanden) gir:

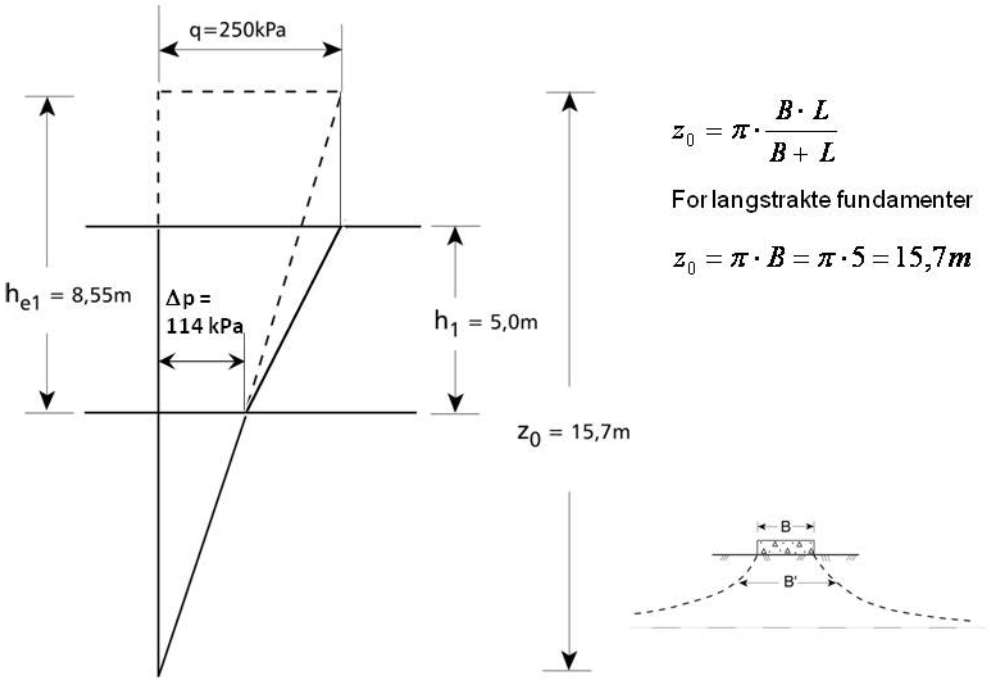
$$h_{e1} = h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{M_1}{M_2}} = 5 \cdot \sqrt[3]{\frac{20000}{4000}} = 8{,}55m$$

Midlere vertikallast: $q = \frac{1250}{5} = 250\,kPa$

Jakys fordeling benyttes så på det ekvivalerte laget slik at netto tilleggslast:

$$\Delta p = q \cdot \left(1 - \frac{h_{e1}}{z_0}\right) = 250 \cdot \left(1 - \frac{8{,}55}{15{,}7}\right) = 114\,kPa$$

Se opptegning av Δp i figur 7.24.



Figur 7.24 Δp - diagrammet.

Med $B' = \frac{B}{k \cdot \left(1 - \frac{h_{e1}}{z_0}\right)}$ og k = 16/30 for trykkfordeling etter Pascal og $\frac{h_{e1}}{z_0} = \frac{8{,}55}{15{,}7} = 0{,}54$ er

$\frac{B'}{B} = 4{,}1$ og $B' = 4{,}1 \cdot 5 = 20{,}5m$. Med k = 1,0 etter Jaky blir $B' = 2{,}2 \cdot 5 = 11{,}0m$
(se Figur 7.24)

7.7 MÅLINGER

Setninger kan måles ved hjelp av ulike metoder som:

- ✓ Nivellering av faste punkter på topp fylling.
- ✓ Slangesetningsmålinger.
- ✓ Stenger på plate under fylling.

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 skal registreres. Det vises til Håndbok 274; Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger, Kap. 1 (Ref. 11).

7.8 REGNEPROGRAMMER

Statens vegvesen har utviklet to regneark for overslagsberegning av setninger innen vegbygging. Begge programmene beregner setninger som beskrevet i avsnitt 7.2.

SETNING.XLS beregner primærsetninger mens TID.XLS beregner både primær og sekundærsetninger. Det vises til internrapportene 1605 Setning, (Ref. 1) og 1609 Tid (Ref. 2) for nærmere beskrivelse.

I tillegg finnes det i markedet en rekke enkle og mer avanserte programmer som er bygd på enten samme teorigrunnlag eller annet. Av disse vil vi trekke fram programmet Geosuite og elementprogrammet PLAXIS som kan være nyttig å bruke i forbindelse med kompliserte problemstillinger.

7.9 SYMBOLLISTE

Symbol	Forklaring	
n	spenningseksponent	
B	bredde	
C_v	konsolideringskoeffisient	
δ_i	initialsetning	
δ_p	primærsetning	
δ_s	sekundærsetning	
δ_{tot}	totalsetning	
Δ_s	største tillatte setningsforskjell	
ε_i	initiell vertikaltøyning	
ε_p	primær vertikaltøyning	
ε_s	sekundær vertikaltøyning	
g	glødetapet	
γ	tyngdetetthet	
H	tykkelse av jordlag	
h_1	tykkelse av lag 1	
h_{e1}	ekvivalert tykkelse av lag 1	
I	Boussinesqs faktor	
k	trykkfordelingskonstant	
L	lengde	
M	deformasjonsmodul	
M_c	deformasjonsmodul	
M_i	initiell deformasjonsmodul	
m	modultall	
p'/p_0'	vertikal effektivspenning	
p_a	referansespenning	
p_c'	effektivt forbelastningstrykk	
Δp	vertikal tilleggsspenning	
Q_v	vertikallast	
q_m	effektivt forbelastningstrykk	
q_v	netto tilleggsbelastning	
R	vertikalradius	
r_s	tidsmotstandstallet	
t	tiden	
t_p	tid for avsluttet primærsetning	
t_r	parameter som definerer tidsmotstanden	
U	konsolideringsgrad	
w	vanninnhold	
z	dybde	

7.10 REFERANSELISTE

1. Aabøe, R., *Setningsberegningsprogrammet SETNING*, *Internrapport Nr. 1605*. 1993, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet: Oslo.
2. Aabøe, R., *Setningsprogrammet TID. Program for beregning av setningenes tidsforløp*, *Internrapport Nr. 1609*. 1993, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet: Oslo.
3. Boussinesq, V.J., *Application des potentiels à l`étude de l`équilibre, et du mouvement des solides élastiques avec des notes etendues sur divers points de physique mathématique et d`analyse*. 1985: Paris.
4. Carlsten, P., *Vägbygnad på torv*, *VBg Vägledning 2*. 1989.
5. Flaate, K., *Setninger i torvjordarter*, *Intern rapport nr 93*. 1968, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet: Oslo.
6. Institutt for Geoteknikk og Fundamentering, *Geotekniske beregningsprinsipper*, *EEU-kurs:*. 1979), Norges Tekniske Høgskole: Trondheim.
7. Janbu, N., Bjerrum, L., Kjærnsli, B., *Veiledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver*, *Publikasjon nr. 16*. 1956, Norges Geotekniske Institutt: Oslo.
8. Janbu, N., *Grunnlag i geoteknikk*. 1970, Trondheim: Tapir forlag.
9. Knutson, Å., *Setningsberegning. Eksempelsamling i geoteknikk*, *Internrapport nr. 787*. 1977, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet: Oslo.
10. Knutson, Å., *Gartnerløkka bro Kristiansand S, Observasjoner av setninger, poretrykk og spenninger.*, *Internrapport nr. 1029*. 1982, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet: Oslo.
11. Statens vegvesen, *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, *Håndbok 274*. 2008.

Kapittel 8

FORURENSET GRUNN

8.1 INNLEDNING 8-2
8.1.1 Forurenset grunn - definisjon 8-2
8.1.2 Planlegging 8-2
8.2 REGELVERK 8-3
8.2.1 Forurensningsloven 8-3
8.2.2 Forurensningsforskriften 8-4
8.2.3 Arbeidsmiljøloven 8-4
8.3 SAKSBEHANDLING I GRUNNFORURENSNINGSSAKER. 8-5
8.3.1 Nivå 1 – Problembeskrivelse 8-6
8.3.2 Nivå 2 – Kontroll og beslutning 8-8
8.3.3 Nivå 3 – Undersøkelser og risikoanalyse 8-8
8.3.4 Nivå 4 – Tiltaksvurdering 8-9
8.3.5 Nivå 5 – Kontroll og beslutning 8-10
8.3.6 Nivå 6 – Tiltaksgjennomføring 8-10
8.3.7 Nivå 7 – Kontroll og beslutning 8-10
8.3.8 Nivå 8 - Avslutning 8-11
8.4 REFERANSELISTE 8-11

8.1 INNLEDNING

Dette kapitlet omhandler bygging på forurenset grunn. Temaer som behandles er lovverk som skal følges for denne type arbeider, saksbehandling av grunnforurensningssaker samt tiltak. Temaet forurenset grunn er stort og omfattende og vil variere mye avhengig av hva slags type forurensing en står ovenfor. Dette kapitlet gir kun en kort omtale av problemstillingen. For mer detaljerte beskrivelser vises det til spesifikk faglitteratur.

8.1.1 Forurenset grunn - definisjon

Forurenset grunn er definert på følgende måte i Forskrift om begrensning av forurensning (forurensningsforskriften):

Grunn der konsentrasjonen av helse- eller miljøfarlige stoffer overstiger fastsatte normverdier for mest følsom arealbruk, jf. vedlegg 1 i Forurensningsforskriften, eller andre helse- og miljøfarlige stoffer som etter en risikovurdering må likestilles med disse.

I forbindelse med vegbygging vil forurenset grunn være definert som byggegrunn som er påvirket / forurenset av tidligere virksomhet. Dette kan være

- ✓ Avfallsdeponier (kommunale og private)
- ✓ Utslipp / lekkasjer fra industri (omfatter utslipp i selve kilden, rundt ledningsnett, lagringsplasser, ute i resipient osv.)

8.1.2 Planlegging

Når det gjelder forurensningssaker i Norge gjelder prinsippet:

”Forurenser betaler” (se annet avsnitt under pkt. 8.2.1)

Ansvaret for å rydde opp og kostnadene med dette vil således være knyttet til den som forurenser.

For Statens vegvesen, som eier av ervervet grunn med forurensing, innebærer dette at kostnadene forbundet med opprydding og tiltak ved bygging på forurenset grunn bør være avklart i forbindelse med overdragelsen av eiendommen og inngå som en del av overdragelseskjønnet. Dersom vegvesenet erverver områder med gammel forurensing og i liten grad er blitt gjort oppmerksom på dette, kan og bør ekstra kostnader føres tilbake til tidligere eier eller forurenser. Dersom dette ikke skjer, vil Statens vegvesen som ny grunneier måtte bære kostnadene ved nødvendige tiltak.

Det er også viktig å være klar over at grunnundersøkelser og planlegging av tiltak i forurenset grunn, som skal føre til tillatelse til anleggsdrift, kan være en meget kostbar og langvarig affære. Anleggsdrift i forurenset grunn kan også medføre økt fare for spredning av forurensning. Uansett vil arbeider i forurenset grunn være kostbare, ofte svært kostbare.

I likhet med at en søker å legge vegen slik at en unngår urimelig kostbare og geoteknisk problematiske punkter (det vises til kapittel 1, avsnitt 1.3), bør en også, om mulig, søke å

unngå områder med forurenset grunn. Mindre mengder forurenset jord vil imidlertid ofte enkelt kunne sikres på stedet eller graves opp og fraktes til godkjent avfallsdeponi.

Muligheten for at det kan finnes forurenset grunn i planlagt vegtrace må derfor alltid vurderes tidlig i planprosessen.

8.2 REGELVERK

Ved arbeider i forurenset grunn må det tas spesielle hensyn slik at arbeidene ikke fører til helseskader hos personell som arbeider i og utenfor området. Videre skal arbeidene utføres slik at de ikke fører til forurensing av luft, vann og jord.

Lover, forskrifter og veiledninger som regulerer arbeider i forurenset grunn er i hovedsak;

- ✓ Forurensningsloven (Lov av 13. mars 1981 nr. 6 om vern mot forurensninger og om avfall).
- ✓ Forurensningsforskriften (Forskrift av 1. juli 2004 om begrensning av forurensning).
- ✓ Arbeidsmiljøloven (Lov av 4. februar 1977 om arbeidervern og arbeidsmiljø).
- ✓ SFT 99:01a Veiledning om risikovurdering av forurenset grunn
- ✓ Avfallsforskriften (Forskrift om gjenvinning og behandling av avfall 2004-06-01)

Tidligere ”Forskrift om opprydding i forurenset grunn ved bygge- og gravearbeider (2004-04-05)” er nå tatt inn som kapittel 2 i Forurensningsforskriften.

Oppdatert informasjon om regelverket finnes på Internettsidene til Klima- og fourensningsdirektoratet (tidligere SFT) http://www.klif.no

8.2.1 Forurensningsloven

Forurensningslovens formål er å verne det ytre miljø mot forurensning samt å redusere eksisterende forurensning.

Som forurensning i lovens forstand regnes også aktivitet som kan føre til at tidligere forurensning blir til økt skade eller ulempe. Dette medfører for eksempel at dersom gravearbeider i et nedlagt deponi / dumpeplass fører til spredning av miljøgifter, vil dette være ansvaret til de som utfører gravearbeidene (dvs. bestiller / byggherre) selv om miljøgiftene opprinnelig var plassert der av en annen part.

Forurensingsloven fastslår også at alle har plikt til å unngå forurensning. Loven fastslår at:

- ✓ ingen må ha, gjøre eller sette i verk noe som kan medføre fare for forurensning.

Ved fare for forurensing skal den ansvarlige:

- ✓ sørge for tiltak for å hindre at forurensing inntrer.

Og dersom forurensning har inntrådt skal den ansvarlige:

- ✓ sørge for tiltak for å stanse, fjerne eller begrense virkningen av den.

I forbindelse med vegbygging er det viktig å merke seg at vanlig/midlertidig anleggsdrift reguleres gjennom Plan og Bygningsloven dersom det ikke er gitt særlige forskrifter. Særlige forskrifter kan være spesifikke krav til for eksempel grenseverdier for utslipp av partikler til vassdrag / bekker eller grenseverdier for støy fra anleggsdrift.

Dersom det ikke er mulig å gjennomføre et anlegg uten forurensning, kan forurensningsmyndighetene etter søknad gi tillatelse til virksomhet som kan medføre forurensning. I tillatelsen kan det da settes nærmere vilkår for å motvirke at forurensningen fører til skader eller ulemper, herunder vilkår om gjenvinning, beskyttelses- og renstiltak. Det kan også settes begrensninger på tiden en eventuell tillatelse skal gjelde.

8.2.2 Forurensningsforskriften

Den tidligere forskriften om opprydding i forurenset grunn ved bygge- og gravearbeider er opphevet som selvstendig forskrift, og tatt inn som kap. 2 i Forurensningsforskriften: Opprydding i forurenset grunn ved bygge- og gravearbeider. I tillegg til kapitlet om opprydding i forurenset grunn (Kap. 2) er også forskriftens del 1 Forurenset grunn og sedimenter aktuelle. Del 7 i forskriften omhandler forebygging av forurensning fra visse virksomheter eller utslippskilder og vil normalt ikke være aktuelt for vegprosjekter. Kapittel 22 omhandler mudring og dumping i sjø og vassdrag.

8.2.3 Arbeidsmiljøloven

I arbeidsmiljøloven slås det fast at ved virksomhet som innebærer kontakt med giftige eller helsefarlige stoffer, skal arbeidsprosessene og arbeidet for øvrig være fullt forsvarlig slik at arbeidstakerne er sikret mot ulykker, helseskader eller særlig ubehag.

Dette medfører at alle aktuelle arbeidstakere, før anleggsarbeidet tar til, skal gis tilstrekkelig informasjon om ulykkes- og helsefarer som kan være forbundet med arbeidet. Videre skal alle ha kjennskap til regler for arbeid på forurenset grunn, samt kjennskap til hvilket utstyr som skal brukes for beskyttelse. I de fleste tilfeller anbefales det å avholde et kurs spesielt tilpasset hver enkelt sak da omfanget av sikringstiltak osv. vil variere mye avhengig av hva slags stoffer en kommer i kontakt med.

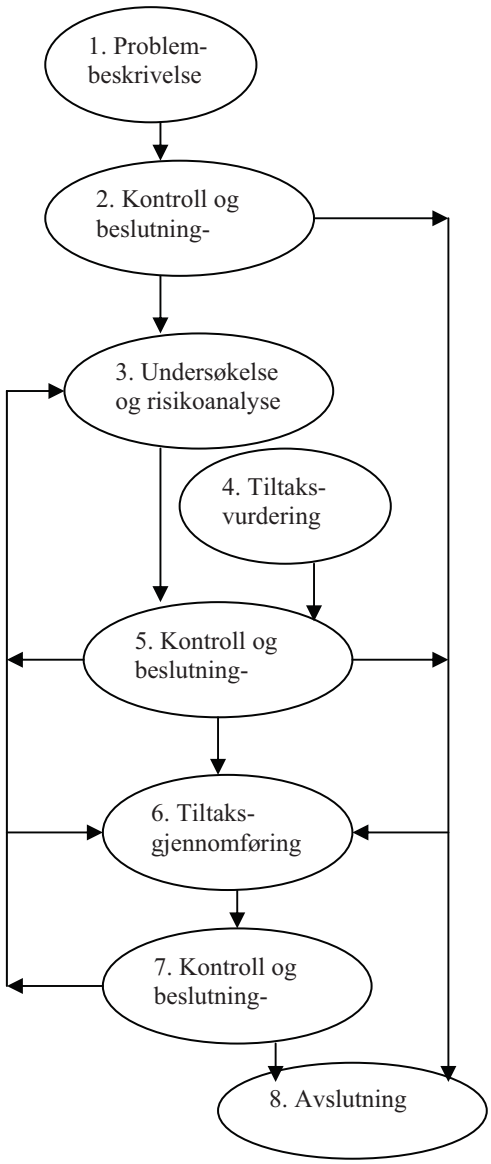
Elementer i et slikt kurs vil kunne være:

- ✓ Generelt om problemer i tilknytning til anleggsvirksomhet på forurenset grunn.
- ✓ Generelt om lovverket, da i første rekke arbeidsmiljøloven.
- ✓ Orientering om det aktuelle prosjekt.
- ✓ Orientering om helsefare forbundet med de stoffer en vil kunne komme i kontakt med.
- ✓ Retningslinjer for utførelse av ulike arbeidsoppgaver.
- ✓ Bruk av verneutstyr.
- ✓ Personlig hygiene / rengjøring av klær og utstyr.

8.3 SAKSBEHANDLING I GRUNNFORURENSNINGSSAKER.

Klima- og fourensningsdirektoratet (tidligere SFT) har gitt ut en veiledning som beskriver saksgang og ansvarsforhold i forbindelse med grunnforurensningssaker (Statens forurensningstilsyn, 1995). Denne er senere supplert med 99:01a Veiledning om risikovurdering av forurenset grunn. Veiledningene er i utgangspunktet utarbeidet for å vise forurensningsmyndighetenes behandling av slike saker. For saksbehandling i Statens vegvesen kan imidlertid beslutningsmodell beskrevet i veiledningen benyttes og i dette avsnittet er det med utgangspunkt i veiledningen beskrevet hvordan dette kan gjøres.

Beslutningsmodellen er bygd opp av 8 ulike elementer, disse er vist i figur 8.1 Og beskrevet nærmere i 8.3.1 til 8.3.8.



Figur 8.1 Prinsipp for saksbehandling av grunnforurensningssaker (ref. SFT rapp.95:09 og 99:01a)

Forurensningsmyndighetene kan avslutte en sak på ethvert kontroll- og beslutningsnivå, dvs. nivå 2, 5 og 7. Det er kommunen som er forurensningsmyndighet i grunnforurensningssaker i forbindelse med reguleringsplanbehandling., Tidligere var det Fylkesmannen som hadde denne myndighet. I saker som fortsatt pågår kan det være en viss overlapping.

Når det gjelder mudringsarbeider er det fortsatt Fylkesmannen som er forurensingsmyndighet. Forurensingsforskriften gir et generelt forbud mot mudring, men tillatelse kan gis etter søknad som skal inneholde de opplysninger som er nødvendig for å vurdere om tillatelse bør gis og hvilke vilkår som skal settes, herunder opplysninger om avfallet/materialet som skal dumpes/plasseres og om bunnforholdene på mudre- og/eller dumpestedet.

Gjennom Forurensningsforskriften pålegges Statens vegvesen som tiltakshaver/byggherre å foreta en selvstendig vurdering av om elementer i byggeprosjektet kan være forurenset og å gjennomføre nødvendige undersøkelser for å avklare omfang og betydning av forurensning. Den forenklede saksgangen i bygge- og gravesaker burde synliggjøres i prosessen rundt nivåbeskrivelsen som er beskrevet i håndboka.

8.3.1 Nivå 1 – Problembeskrivelse.

Når det er grunn til å tro at et planlagt utbyggingsprosjekt i Statens vegvesen kan komme i konflikt eller berøring med forurenset grunn må det utarbeides en innledende problembeskrivelse. Denne beskrivelsen bør som et minimum inneholde opplysninger om følgende forhold:

- ✓ Tidligere aktiviteter på stedet. Dvs. type industri, privat avfallsfylling, kommunal avfallsfylling osv.
- ✓ Grunnforhold og da spesielt forekomst av tette lag (leire) og / eller permeable lag samt grunnvannstand. Dette vil være viktig for å kunne vurdere en eventuell spredningsfare av forurensende stoffer.
- ✓ Mulige resipienter. Dvs. er det elver, bekker, vann eller annet i nærheten som vil være utsatt ved en eventuell spredning av forurensning.

På dette nivået vil det vanligvis være tilstrekkelig at opplysningene som problembeskrivelsen bygger på er innhentet fra allerede eksisterende data. Tabellen under er et forslag til sjekkliste som kan benyttes for å sikre at mest mulig tilgjengelig informasjon er innhentet.

Tekst	Vurdert	Opplysninger innhentet
Finnes lokaliteten på liste over områder med mulig forurenset grunn i Norge? Oppdatert oversikt hentes fra nettsidene til Klima- og fourensningsdirektoratet (tidligere SFT) : http://www.klif.no/grunn/		
Har det vært industri på området?		
Har det vært kommunalt avfallsdeponi på stedet?		
Har det vært privat avfallsdeponi / fyllplass på stedet?		
Dersom det har vært industri, deponi osv. på stedet er det da tilgjengelig informasjon om aktivitetene på stedet? (Kilder her kan være kommunen, bedriften, intervjuer med tidligere ansatte, naboer osv.)		
Er det kvartærgeologisk kart over det aktuelle området?		
Er det utført grunnundersøkelser i området? (Kilder her kan være Statens vegvesen, Jernbaneverket, NGU, Statsbygg, kommunen, private utbyggere i området)		
Finnes det flyfoto over området fra ulike tidsperioder som kan dokumentere tidligere aktiviteter?		
Er det observert forurensinger i resipienter i nærheten? (For eksempel i bekker, vann, brønner osv.)		
Annet		

Figur 8.2 Sjekkliste for innhenting av informasjon for nivå 1 – problembeskrivelse.

Når all tilgjengelig informasjon er innhentet, utarbeides en rapport der det enten konkluderes med at den innledende problembeskrivelsen har avdekket at det ikke er behov for ytterligere undersøkelser eller det konkluderes med at det må utføres miljøtekniske undersøkelser for videre kartlegging.

Et eksempel på det første kan være: En planlagt vegtrase vil krysse et dalføre der det har vært fylt masser i flere perioder. Området ligger i nærheten av en kommunal fyllplass og det kan være grunn til å tro at noe av fyllmassene kan være blandet med avfall. For å unngå store usikkerheter med hensyn på både framdrift og kostnader ved eventuell avdekking av forurenset grunn i byggetiden, utarbeides det en innledende problembeskrivelse. Denne avdekker at det ikke foreligger noen opplysninger eller mistanke om at det er fylt annet enn jord / stein på stedet. Dersom utbygger konkluderer med at det ikke er grunnlag for videre utredning, kan videre saksgang være at det utarbeides rapport vedlagt alle innhentede opplysninger og at denne inngår i plangrunnlaget (reguleringsplan / detaljplan) som dokumentasjon i forbindelse med behandling av planen. For større utbyggingsprosjekter kan det også være aktuelt at rapporten oversendes forurensningsmyndighetene for videre behandling – nivå 2.

Dersom problembeskrivelsen derimot avdekker at det kan være deponert avfall fra f.eks industri vil det være nødvendig med ytterligere undersøkelser før beslutning om eventuelle tiltak eller avslutning av saken kan fattes. På grunnlag av opplysningene som er innhentet i problembeskrivelsen settes det opp et program for videre undersøkelser. For Statens vegvesen vil det som oftest være aktuelt å benytte seg av en rådgiver som har spesialisert seg på slike

saker. Problembeskrivelsen samt forslag til videre undersøkelser oversendes forurensningsmyndighetene for videre behandling – nivå 2.

8.3.2 Nivå 2 – Kontroll og beslutning

Dersom utbygger (Statens vegvesen) har utarbeidet problembeskrivelse som beskrevet i 8.3.1, og konkludert med at det ikke er mistanke om forurensning vil forurensningsmyndighetene kontrollere beslutningsgrunnlaget og dersom det ikke er innsigelser kan saken avsluttes (dvs. nivå 8).

Det er viktig å være klar over at det kun er forurensningsmyndighetene som kan avslutte en sak. Selv om utbygger mener det er overveiende sannsynlig at det ikke er forurensning i grunnen må saken oversendes for kontroll.

I tilfeller der en ut i fra den innledende problembeskrivelsen har konkludert med at det er behov for videre undersøkelser, kan planer for undersøkelsene oversendes for kontroll. Forurensningsmyndighetene vurderer da om de foreslåtte planene ser ut til å være i tråd med de krav som stilles til omfang og kvalitet på undersøkelser og risikoanalyser (Veiledning for risikovurdering av forurenset grunn 99:01a). I hvilken grad myndighetene velger å engasjere seg underveis i en sak vil variere avhengig av hvor komplisert saken er. Normalt trekkes ikke forurensningsmyndighetene inn før både tiltaksvurdering med konklusjon og risikoanalyse foreligger, dvs. etter nivå 4. Uansett er det viktig å være klar over at forurensningsmyndighetene under en saksgang ikke gir forhåndsgodkjenning av prosesser. Godkjennelser av løsninger gis bare ved at en sak avsluttes, dvs. nivå 8. Dette innebærer at forurensingsmyndighetene kan kreve at det foretas ytterligere undersøkelser / vurderinger selv om de har mottatt planene for de utførte undersøkelsene til kontroll.

8.3.3 Nivå 3 – Undersøkelser og risikoanalyse

Undersøkelsen som utføres på dette nivået skal avdekke forhold som ikke er avklart i forbindelse med problembeskrivelsen. Undersøkelsen skal som et minimum avklare om normverdier i Forurensingsforskriften er overskredet. Målet er at alle forhold som kan føre til at anleggsdriften kan ha negative påvirkninger og effekter, skal avdekkes. Som oftest vil det være hensiktsmessig å dele inn området som skal undersøkes i kategorier som vist under:

1. Hvis det forligger mistanke om forurensing, kan det være nødvendig å bekrefte denne antagelsen. Dette vil normalt kreve et minimum antall prøver av løsmasser, grunnvann og eventuelt overflatevann. Det må utføres analyser på et bredt spekter av relevante kjemiske stoffer.
2. Hvis det er mistanke om diffuse forurensninger over større områder vil som oftest kreve et stort antall prøver av løsmasser, grunnvann og eventuelt overflatevann. Diffus forurensning kan stamme fra luftbåren transport av forurensningsstoffer, regional grunnvanns-forurensning, bruk av plantevernmidler eller bruk av forurenset slam for gjødsling eller jordforbedring.
3. Dersom det er mistanke om forurensning fra punktkilder på kjente steder vil en som oftest kjenne sammensetning og lokalisering av stoffene. Omfanget av undersøkelsene vil være sterkt avhengig av de lokale forholdene, som antall kilder, type kilde, grunnforhold osv.

4. Dersom det er mistanke om forurensning fra punktkilder på ukjente steder vil undersøkelsen ha som formål å lokalisere mulige kilder og bestemme type forurensning. Dette kan kreve omfattende prøvetaking. Slike områder kan f.eks være industritomter der ulike aktiviteter kan ha foregått over et større område.

Undersøkelsene skal gjennomføres metodisk og usikkerheter skal angis. For praktisk utførelse av selve undersøkelsen vises det til kapittel 1.9; miljøtekniske grunnundersøkelser i denne håndboken og til veiledning fra SFT (Statens forurensningstilsyn, 1991).

I forbindelse med undersøkelsene på dette nivået må en være klar over at det kan være aktuelt å utføre disse i flere omganger avhengig av hva som avdekkes. Normalt trekkes ikke forurensningsmyndighetene inn før endelig sluttrapportering.

Dersom risikovurderingen konkluderer med at det er behov for tiltak, gjennomføres en tiltaksvurdering, nivå 4. Dersom risikovurderingen konkluderer med at det ikke er behov for tiltak oversendes rapport med konklusjoner til forurensningsmyndighetene (nivå 5).
For Statens vegvesen vil det normalt være nødvendig å benytte rådgiver med spesialkompetanse på forurenset grunn for planlegging, gjennomføring og rapportering av de miljøtekniske undersøkelsene og risikovurderinger som utføres på nivå 3. Risikovurderinger skal gjennomføres i tråd med standarder eller etter metoder med tilsvarende kvalitet og omfang.

8.3.4 Nivå 4 – Tiltaksvurdering

Som beskrevet under nivå 3; risikovurdering skal det gjennomføres en vurdering av mulige tiltak dersom dette er konklusjonen på risikovurderingen. Tiltaksvurderingen skal avklare om det kan gjennomføres tiltak som muliggjør bygging av veg på lokaliteten. Gjennom tiltaksvurderingen skal det dokumenteres hvilke effekter som kan ventes av tiltakene og hvordan disse effektene kan verifiseres eller overvåkes.

I forbindelse med vegbygging og forurenset grunn vil tiltakene normalt begrense seg til å være

1. Fjerning av de forurensede massene. Det forutsettes da at massene som fjernes deponeres på godkjente deponier for spesialavfall.
2. Isolering / tildekking av de forurensede massene på stedet.
3. En kombinasjon av fjerning og isolering / tildekking.

Det finnes også andre alternativer som for eksempel in situ behandlingsteknikker (jordrensing), men for rask bruk av området er i praksis fjerning eller isolering det mest aktuelle.

Isolering og tildekking av de forurensede massene vil ofte kunne være et aktuelt tiltak i vegbyggingssammenheng. Den ferdige vegen vil ikke kunne defineres som følsom i forbindelse med arealbruk, som f.eks. et landbruksområde eller et boligområde vil være. Imidlertid må en ved valg av tildekking som tiltak sikre at de forurensede massene ikke vil kunne føre til forurensing av tilstøtende arealer, bekker ol. I denne sammenheng er det viktig at tildekkingen utføres slik at vanntilførsel / vanngjennomstrømming gjennom de forurensede

massene ikke skjer. Videre er det viktig at utbygging ikke utføres på en slik måte at eventuelle framtidige tiltak umuliggjøres dersom overvåking viser at dette er nødvendig.

I forbindelse med utførelse av valgt tiltak er det viktig at anbudsgrunnlaget er så utfyllende at det gir grunnlag for å gi riktig pris på prosesser som er knyttet til den forurensede grunnen. For eksempel vil deponeringsavgiften være sterkt avhengig av hvor forurenset massene er. Videre er det viktig at utførelsen av tiltakene beskrives slik at disse blir gjennomført i tråd med arbeidsmiljøloven, se kapittel 8.2.2.

I likhet med vurderingene som gjøres i forbindelse med nivå 3, undersøkelser og risikovurdering, vil det også i forbindelse med tiltaksvurderingen normalt være nødvendig å benytte rådgiver med spesialkompetanse for utarbeidelse av denne.

8.3.5 Nivå 5 – Kontroll og beslutning

Dersom utbygger (Statens vegvesen) har fått utført undersøkelser og risikoanalyse og ut i fra denne konkludert med at det ikke er nødvendig med tiltak før anleggsarbeidene starter opp, vil forurensningsmyndighetene kontrollere beslutningsgrunnlaget. Dersom det ikke er innsigelser kan saken avsluttes. Det kan imidlertid kreves at det utføres målinger eller spesiell overvåking i forbindelse med anleggsarbeidene for å verifisere at beslutningsgrunnlaget var korrekt.

Hvis det derimot er konkludert med at det er nødvendig å utføre tiltak kan forurensningsmyndighetene, dersom de finner det hensiktsmessig, vurdere og kontrollere beslutningsgrunnlaget og ta stilling til videre saksgang. Ved oversendelse til forurensningsmyndighetene er det viktig at dokumentasjonen for beslutningsgrunnlaget er omfattende nok til at tillatelse til å gjennomføre tiltaket kan gis. Forurensingsmyndighetene kan pålegge utbygger å utføre supplerende undersøkelser, risikovurderinger eller vurdere alternative tiltak dersom de finner at beslutningsgrunnlaget ikke er godt nok.

8.3.6 Nivå 6 – Tiltaksgjennomføring

Det er utbygger (Statens vegvesen) som har ansvaret for å detaljplanlegge tiltaket og for å gjennomføre det.

Det skal dokumenteres at de mål som ble satt for tiltaket er oppfylt. Dette kan gjøres ved at det utføres målinger eller overvåking av for eksempel grunnvann eller overflatevann under og etter gjennomføringen av tiltaket.

Når tiltaket er gjennomført skal det utarbeides en rapport der tiltaket og effektene av det dokumenteres.

8.3.7 Nivå 7 – Kontroll og beslutning

Myndighetene kontrollerer rapport utarbeidet etter tiltaksgjennomføringen og det kan konkluderes med ett av følgende:

- ✓ Mål som er satt for tiltaket er oppnådd, og det er ikke behov for overvåking. Saken kan avsluttes. Dette kan f.eks være et aktuelt resultat dersom de forurensede massene er fjernet i tilstrekkelig grad og deponert på godkjent deponi.
- ✓ Mål som er satt for tiltaket er oppnådd, men det vil være behov for oppfølging i form av overvåking. Dette kan f.eks være et aktuelt resultat dersom de forurensede massene ikke er fjernet men isolert på stedet. Overvåking vil da være nødvendig for å sikre at tildekkingen / isoleringen virker etter hensikten.
- ✓ Mål som er satt for tiltaket er ikke oppnådd. Det er behov for nye undersøkelser og risikoanalyse (tilbake til nivå 3), ny tiltaksvurdering (tilbake til nivå 4) eller ytterligere tiltak (tilbake til nivå 6).

8.3.8 Nivå 8 - Avslutning

Dersom undersøkelser, risikovurdering, tiltaksvurdering og eventuell tiltaksgjennomføring er gjennomført i tråd med krav til innhold og omfang, kan utbygger anbefale at saken avsluttes. Imidlertid er det her viktig å være klar over at det bare er Statens forurensingstilsyn eller de forvaltningsorgan som SFT har delegert myndighet til som kan avslutte saken.

Det er også viktig å være klar over at en sak kan bli åpnet igjen dersom miljøsituasjonen endrer seg.

8.4 REFERANSELISTE

1. Braaten, A., *Miljøtekniske undersøkelser, Nedsetting av grunnvannsbrønner, Veiledning*, *Intern rapport nr. 2026*. 1998, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet: Oslo.
2. Statens forurensningstilsyn, *Kartlegging av spesialavfall i deponier og forurenset grunn*, *NGU-rapport nr. 90.049*. 1990.
3. Statens forurensningstilsyn, *Veiledning for miljøtekniske grunnundersøkelser*, *SFT-veiledning 91:01*. 1990: Oslo.
4. Statens forurensningstilsyn, *Håndtering av grunnforurensningssaker*, *Rapport 95:09, Foreløpig saksbehandlingsveileder, (Kommentar. Pr. 2010 er det ikke kommet ut noen endelig utgave)*. 1995.
5. Statens forurensningstilsyn, *Veiledning om risikovurdering av forurenset grunn*, in *SFT 99:01a.* 1999.
6. Klima- og forurensningsdirektoratets internettside, *http://www.klif.no*.

Kapittel 9

STØTTEMURER OG LANDKAR

9.1 INNLEDNING 9-2
9.2 STØTTEMURER 9-2
9.2.1 Dimensjonering - beregningsgang 9-2
9.2.2 Likevektsbetraktninger 9-6
9.3 TØRRMURER 9-8
9.3.1 Generelt 9-8
9.3.2 Framgangsmåte ved geoteknisk prosjektering 9-10
9.4 LANDKAR 9-15
9.4.1 Generelt 9-15
9.4.2 Fremgangsmåte ved geoteknisk dimensjonering 9-15
9.4.3 Forbelastning for landkar 9-17
9.5 LANDKAR MED FRIKSJONSPLATE 9-18
9.6 BEREGNINGSEKSEMPLER 9-22
9.6.1 Tørrmur fundamentert på urmasser 9-22
9.6.2 Vinkelmur på lagdelt grunn 9-26
9.6.3 Høyt landkar i hellende terreng. 9-34
9.6.3.1 Begrensninger forenklinger i eksempelet 9-36
9.6.3.2 Beregningsmetodikk 9-36
9.6.3.3 Geotekniske forutsetninger og parametere 9-36
9.6.3.4 Laster som virker på konstruksjonen 9-38
9.6.3.5 Beregning i bruddgrense med bæreevneberegning 9-40
9.6.3.6 Beregning i bruksgrense 9-42
9.6.3.7 Sammendrag av resultater fra andre lastkombinasjoner 9-44
9.6.3.8 Avsluttende kommentar 9-46
9.7 SYMBOLLISTE 9-47
9.8 REFERANSELISTE 9-49

9.1 INNLEDNING

Dette kapitlet omhandler anvendelse av jordtrykks- og bæreevneberegninger ved geoteknisk dimensjonering av støttemurer inklusiv tørrmurer, landkar og senkkasser. Se kapittel 5 for jordtrykksberegning og kapittel 6 for bæreevneberegning.

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. I praksis vil dette bli utført ved hjelp av beregningsprogrammer.

Støttemurer og landkar skal kontrolleres i henhold til. godkjenningsordning i Statens vegvesen. Murer over 5 m høyde skal godkjennes av Vegdirektoratet, Trafikksikerhet, miljø- og teknologiavdelingen. Murer under 5 m høyde og normerte murer godkjennes av regionvegsjefen eller den han bemyndiger i regionen. Det vises her til Håndbok 018, Kap 711.1.

9.2 STØTTEMURER

Det finnes mange ulike typer støttekonstruksjoner, felles for dem er at hovedformålet er å stramme opp helningen i forhold til naturlig helning til jordmassene på stedet. Støttemurer deles vanligvis inn etter virkemåten i gravitasjonsmurer, vinkelstøttemurer og støttemurer med forankring. Dette kapittelet omhandler gravitasjonsmurer og vinkelstøttemurer. For tørrmurer vises det til kapittel 9.3 og for støttemurer med forankring vises det til kapittel 10; Spuntkonstruksjoner og kapittel 16; Armert jord.

Krav til telesikring og drenasje er omtalt i Kap 13.7 og Håndbok 018 Kapittel 711.4 (Ref. 2).

For støttemurer på berg henvises det til intern rapport 2374: ”Forankring med bergbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på berg” (Ref. 5). Prinsippene i denne rapporten vil bli innarbeidet i kommende håndbok 019 ”Geologi i vegbygging”.

9.2.1 Dimensjonering - beregningsgang

Støttemurer dimensjoneres vanligvis i bruddgrensetilstand. Bestandighetskrav (for eksempel rissviddekrav for betongkonstruksjoner) kontrolleres med relevante lastkombinasjoner i bruksgrensetilstanden. Det må også kontrolleres at områdestabiliteten er ivaretatt.

a) Grunnvannstand og geotekniske parametere for massene under fundament og bak støttemur bestemmes, det vises til kapittel 2 og 3. Vanligvis forutsettes grunnvannstanden å være ved underkant fundament eller lavere (drenerte forhold).

b) Partialfaktorer for materialfasthet og lastvirkninger bestemmes, i henhold til kapittel 0 og håndbok 185 (Ref. 4).

c) Last på terreng, herunder terrenglaster, trafikklaster osv. bestemmes. Det vises til håndbok 185 for beskrivelse av lastvirkninger.

d) Ruhet *r* mot vegg (må ikke forveksles med fundamentruhet r_b) bestemmes i henhold til tabell i Figur 9.1.

Ruhet *r*	Anvendelse
r 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.

Figur 9.1 Ruhet, r.

Støttemurer på berg dimensjoneres normalt for r = 0. I enkelte tilfelle kan det være riktig å benytte en annen verdi. For eksempel kan det tenkes at skjærfastheten vil mobiliseres direkte mot muren dersom bakfyllmassene er dårlig komprimert.

I henhold til NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 (Ref 13) kan det for betongvegg eller stålspuntvegg som støtter sand eller grus antas at friksjonsvinkelen i kontaktflaten $\delta_d = k \cdot \varphi_{cv;d}$ hvor $\varphi_{cv;d}$ er dimensjonerende friksjonsvinkel i jordmassene og $k \leq ⅔$ for prefabrikert betong og stålspunt mens det for betong støpt mot grunnen kan antas k = 1 og $r = \tan\delta_d / \tan\varphi_{cv;d}$

e) Jordtrykket beregnes både for brudd- og bruksgrensetilstand, det vises til kapittel 5. Den mest kritiske verdien benyttes ved dimensjonering av betong/armering.

For beregning av jordtrykk for støttemurer mot berg og der avstanden mellom berg og mur er liten i forhold til høyden av muren, henvises det til kapittel 5.4.1.

For bruddgrensetilstanden bestemmes jordtrykkskoeffisienter med basis i valgt partialfaktor for materialfasthet γ_M, (se kapittel 0.3.5)

$$\tan\varphi_d = \frac{\tan\varphi}{\gamma_M}$$

For bruksgrensetilstanden benyttes mobiliseringsgrad *f* fra Figur 9.2:

Undergrunn	Fleksibel konstruksjon	Normal konstruksjon	Stiv konstruksjon
Myk	0,80	0,75	0,70
Middels	0,75	0,70	0,65
Fast/Berg	0,70	0,65	0,60

Figur 9.2 Bestemmelse av mobiliseringsgrad f for jordtrykksberegning.

Tilsvarende for bruksgrensetilstanden bestemmes jordtrykkskoeffisienter med basis i valgt mobiliseringsgrad *f* for

$$\tan \varphi_d = f \cdot \tan \varphi$$

For stive konstruksjoner hvor det ikke er forventet relativbevegelse mellom konstruksjonen og grunnen krever NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 at det benyttes hviletrykk. For normalkonsolidert jord anbefales hviletrykk benyttet hvis konstruksjonen bevegelse er mindre enn $5 \cdot 10^{-4} \cdot h$ og h utgjør murhøyden.

For beregning av hviletrykk se kapittel 5.4.3.

Jordtrykk mot en støttekonstruksjon med tilbakefylte masser vil også avhenge av hvorledes tilbakefyllingsarbeidet og spesielt komprimering utføres. Retningslinjer for tilbakefylling og komprimering er gitt i håndbok 100-1 Konstruksjoner i fylling, og håndbok 018 kapittel 258 (Ref. 2).

f) Bæreevneberegning utføres (for bruddgrensetilstanden) med jordtrykkskrefter fra bruddgrensetilstanden, det vises til kapittel 6. Effektivspenningsanalyse benyttes vanligvis, men dersom det finnes kohesjonsjordarter innen en dybde på 1,5 x sålebredden, må bæreevnen kontrolleres på totalspenningsbasis eller med effektivspenningsanalyse hvor det tas hensyn til poretrykksoppbygging. For bæreevne på lagdelt grunn vises det til kapittel 6.5.

Når det gjelder grenseverdier for r_b (fundamentruhet) henvises det til kapittel 6, Figur 6.3. Verdiene gjelder normalt for støttemurer med høyde opp til ca. 5 meter. For konstruksjoner med høyde over 5 meter kan det være nødvendig å benytte lavere verdi på r_b. Dette må vurderes i det enkelte tilfelle.

Det kan også være nødvendig å vurdere glidning i lavere sjikt enn i fundamentfugen, blant annet kan dette være aktuelt ved masseutskifting.

g) Når det gjelder geometriske forhold så er kravene i NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 gjengitt i kapittel 0.3.7

$a_d = a_{nom} \pm \Delta a$ hvor a_d er dimensjonerende geometrisk verdi og Δa mulig variabel størrelse.

Ved sålefundamentering benyttes toleranser for Δa på opptil 0,1 m hvis det ikke tas spesielle hensyn under arbeidene.

Ved beregning i bruddgrensetilstanden der stabiliteten til en støttekonstruksjon avhenger av motstanden i grunnen foran konstruksjonen, bør grunnens nivå på denne siden beregningsmessig senkes med en størrelse Δa under forventet nominelt nivå.

- for en utkraget vegg bør Δa tilsvare 10 % av veggens høyde over utkragingsnivået, begrenset til høyst 0,5 m.

Ved valg av Δa skal det tas hensyn til graden av byggeplasskontroll i relasjon til overflatenivå.

For støttemurer i vegnettet skal det ikke regnes med passivt mottrykk foran muren på grunn av faren for senere grøftegraving langs forkanten og Eurokodens krav er dermed ivaretatt på dette punkt.

Når det gjelder sålefundamentering og bidrag fra tyngden av masser over sålenivå i bæreevneberegningen så må normalt kontrollnivå kunne sies å ligge innenfor begrepet "små variasjoner" og dermed være ivaretatt av partialfaktorene for lastvirkninger γ_F og materialfasthet γ_M. Ved fare for erosjon må imidlertid dette vurderes spesielt også i forhold til omfang av eventuell erosjonssikring.

h) Når det gjelder forutsetningen om drenerte forhold omtalt i punkt a) så angir NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 krav i denne sammenheng. Hvis den prosjekterte konstruksjonens sikkerhet og brukbarhet avhenger av at drenssystemet er vellykket, skal konsekvensene av brudd i systemet vurderes under hensyntagen til både sikkerhet og kostnader ved reparasjon. En av følgende betingelser (eller en kombinasjon) skal oppfylles:

- et vedlikeholdsprogram for dreneringssystemet skal angis, og prosjekteringen skal tillate adkomst for formålet;
- både ved sammenlignbar erfaring og bedømmelse av vannet som kommer ut, skal det påvises at dreneringssystemet vil fungere uten vedlikehold.

Kravet her er således en tydeliggjøring av behovet for gjennomtenkte og godt dokumenterte dreneringsløsninger.

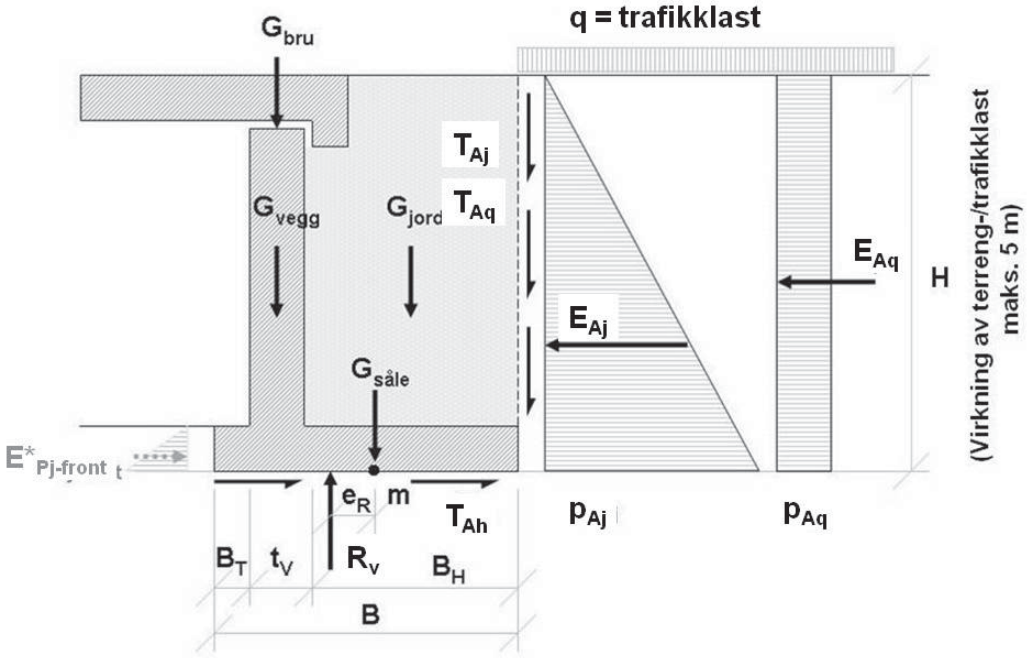
I tradisjonelle bygningskonstruksjoner av betong med krav til rissvidder er det oftest slik at dimensjonerende last ved risskontrollen er en del mindre enn dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden. (Følger naturlig av størrelsen på partialfaktorer for lastvirkning). I geotekniske konstruksjoner med jordtrykk som hovedlast vil man lett kunne oppleve at dimensjonerende last ved risskontroll er tilnærmet like stor, eller i enkelte tilfeller større enn dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden. Dette henger sammen med at det i bruksgrensetilstanden ofte er små deformasjoner og dermed liten mobiliseringsgrad, som igjen betyr høyt jordtrykk. I bruddgrensetilstanden aksepteres mer deformasjon slik at jordens skjærfasthet mobiliseres i større grad, og jordtrykket blir mindre. Til tross for at lastfaktorene i bruddgrensetilstanden er høyere vil man altså kunne oppleve at snittkreftene ved risskontroll er større enn snittkreftene i bruddgrensetilstand.

I kapittel 1.11.1 er krav til prosjekteringsrapport omtalt. I nevnte rapporten skal alle forhold som NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 krever vurdert i tilknytning til prosjekteringen dokumenters også at forhold som ikke er relevante i tilknytning til den aktuelle konstruksjonen, er vurdert.

9.2.2 Likevektsbetraktninger

Ved dimensjonering av landkar og støttemurer benyttes følgende likevektsbetraktninger, se Figur 9.3. Her er det ikke vist jord over sålens tå, men ofte vil det forekomme og effekten av dette jordvolumet må da inkluderes i beregningene. Med den viste utforming av bruplatas avslutning vil noe av jordtrykket like under terreng tas opp av bruplata, men dette kan vanligvis neglisjeres og gir dimensjonering på sikker side for landkaret. Ved bruk av større skjørt på bruplata må imidlertid fordeling av jordtrykk mellom bruplate og landkar inngå i beregningene.

Merk at det generelt er angitt en begrensning i dybdevirkningen av trafikklast og annen nyttelast til 5 m under terreng.



* Mottrykk fra jord foran såle $E_{Pj\text{-}front}$ regnes vanligvis ikke med da det vil være en viss fare for at jorden her vil kunne bli fjernet (grøft for rørledninger og kabler etc.)

Figur 9.3 Krefter som virker på landkar/støttemur

a) Vertikal likevekt

Ved å summere alle kjente vertikalkrefter som virker på landkaret, kan reaksjonskraften R_v fra underlaget (jorden) mot landkarsålen beregnes.

$$R_v = G_{bru} + G_{vegg} + G_{såle} + G_{jord} + T_{Aj} + T_{Aq}$$

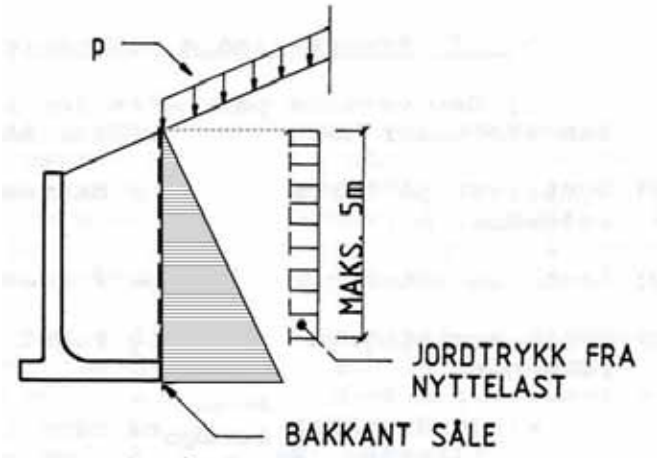
Hvor G_{bru} = Vertikal reaksjonskraft fra bruoverbygning
G_{vegg} = Vekt av vegg
$G_{såle}$ = Vekt av såle
G_{jord} = Vekt av jord over hel
T_{Aj} = Skjærkraft fra jord bak sålen (se kapittel 5)
T_{Aq} = Skjærkraft fra trafikklast bak sålen

b) Momentlikevekt

Ved å sette opp en ligning for momentlikevekt om et punkt/akse kan reaksjonskraftens angrepspunkt bestemmes. Som momentakse kan i prinsippet en hvilket som helst akse velges, men i praksis er det vanlig å velge et punkt langs sålens underkant, gjerne sålens tå, hel eller midtpunkt. Dette eliminerer momentvirkning av skjærkrefter under sålen (momentarm = 0). Hvis sålens hel (bakkant) velges, elimineres også momentvirkningen av eventuelle skjærkrefter i snittet ved sålens bakkant (momentarm = 0). I Figur 9.3 er sålens midtpunkt m valgt som momentakse og de enkelte kreftenes momentarm er regnet i forhold til punktet m.

For landkar/støttemur hvor det vil oppstå noe horisontal deformasjon av veggen antas jorden bak veggen å utvikle aktivt jordtrykk (se kapittel 5).

Der det er hellende terreng bak støttemuren må det tas hensyn til terrenghøyden ved bakkant såle ved beregning av jordtrykkseffekter, se Figur 9.4.



Figur 9.4 Jordtrykkseffekter ved hellende terreng bak støttemur

For momentlikevekt, $\Sigma M = 0$

$$R_v \cdot e_R - (G_{bru} + G_{vegg}) \cdot (\frac{B}{2} - B_T - \frac{t_v}{2}) + G_{såle} \cdot 0 + G_{jord} \cdot \frac{1}{2}(B - B_H) +$$

$$(T_{Aj} + T_{Aq}) \cdot \frac{B}{2} - E_{Aj} \cdot \frac{H}{3} - E_{Aq} \cdot \frac{H}{2} + T_{jh} \cdot 0 = 0$$

$$R_v \cdot e_R \pm M = 0$$

eller hvor M representerer de kjente kreftenes momenter

og dette gir $e_R = \left| \frac{M}{R_v} \right|$

Reaksjonskraftens eksentrisitet e_R finnes og dermed også effektiv sålebredde B_0 (kfr kapittel 6.2)

$$B_0 = B - 2 \cdot |e_R|$$

Når B_0 er funnet kan horisontal likevekt kontrolleres og sålens bæreevne beregnes.

For landkar/støttemur høyere enn 5 m vil formelen for momentlikevekt bli noe annerledes da virkningen av trafikklast og annen nyttelast begrenses til 5 m under terreng.

$$R_v \cdot e_R - (G_{bru} + G_{vegg}) \cdot (\frac{B}{2} - B_T - \frac{t_v}{2}) + G_{såle} \cdot 0 + G_{jord} \cdot \frac{1}{2}(B - B_H) +$$

$$(T_{Aj} + T_{Aq}) \cdot \frac{B}{2} - E_{Aj} \cdot \frac{H}{3} - E_{Aq} \cdot (H - \frac{5}{2}) + T_{jh} \cdot 0 = 0$$

c) *Horisontal likevekt*

Andel av dimensjonerende skjærfasthet som er mobilisert horisontalt under fundamentet, dvs fundamentruheten r_b beregnes etter:

For effektivspenning: $r_b = \dfrac{\bar{\tau}_h}{\left(\bar{q}_v + a - \Delta\bar{u}_b\right) \cdot \tan\phi_d} = \dfrac{E_h / B_0}{\left(\bar{q}_v + a - B_q \cdot \bar{q}_{vu}\right) \cdot \tan\phi_d}$ (se kapittel 6.2)

og for totalspenning: $r_b = \dfrac{E_h / B_0}{\tau_d}$ (se kapittel 6.3)

I ovenstående likninger representerer E_h summen av horisontale lastvirkninger som påvirker landkaret/støttemuren. Det vil vanlig vis være $E_h = E_{Aj} + E_{Aq}$ (sum av jordtrykkslastvirkning fra jord og trafikklast) men andre horisontalkrefter som temperatur og bremsekrefter fra bru kan også virke inn avhengig av type brulager. For støttemurer med rekkverk på toppen kan kollisjonskrefter virke inn. Dybdevirkningen av horisontalkrefter fra trafikklast er begrenset til 5 m under vegbanen, se punkt 9.4.2.

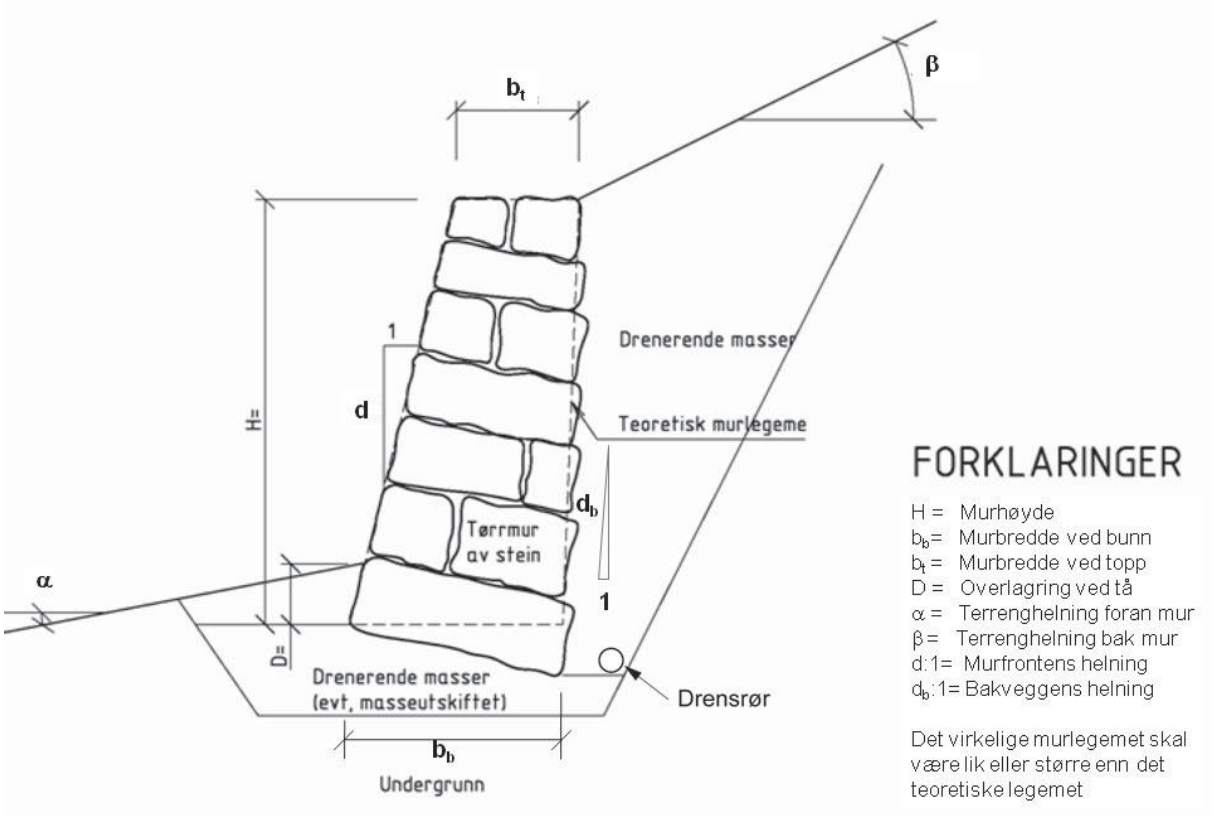
Krav til r_b er vist i tabell Figur 6.3.

Det er ikke vanlig å regne med passivt mottrykk fra jord foran sålen da det vil være en viss fare for at jorden her vil kunne bli fjernet (grøft for rørledninger og kabler etc).

9.3 TØRRMURER

9.3.1 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. Håndbok 182: "Tørrmuring med maskin" (Ref. 1) omhandler mest utførelsen av tørrmuring og ikke så mye vedrørende selve dimensjoneringsgrunnlaget.



Figur 9.5 Snitt av maskinmurt tørrmur.

Det er en forutsetning at stabiliteten ikke influeres av poretrykk og teleproblemer. Dersom det finnes telefarlige masser i frostsonen må det enten frostisoleres eller foretas masseutskifting. Ved masseutskifting og tilbakefylling bak muren må det benyttes drenerende fyllmasser som opprettholder sin funksjon, og avvanningssystemer og filteroverganger må være i orden. I tillegg skal det legges drensrør i foten bak muren med frostfritt utløp. Filterkriterier er gitt i håndbok 018 Vegbygging, kapittel 521 (Ref. 2).

Tørrmurer skal mures med forbandt i lengderetningen, og hvis tilgjengelige steinstørrelser ikke er store nok til å dekke murens bredde, skal muren bygges med forbandt også i tverretningen som vist i fig. 9.5. Dette er viktig for at muren skal opptre som ett legeme slik det er forutsatt i beregningsmodellen. Den nederste steinen i en tørrmur bør fortrinnsvis ha full murbredde. Overlagring ved tåen skal være minimum 0,5 m. Blokkene i muren skal legges med helning tilnærmet vinkelrett på murfronten.
Alle tørrmurer skal dimensjoneres med hensyn til stabilitet og bæreevne for undergrunnen.

Dersom en ikke oppnår tilstrekkelig bæreevne for en slik tørrmur, kan det være en god løsning å benytte jordarmering bak muren. For en slik løsning henvises til kapittel 16: Armert jord. En løsning med jordarmering bør vurderes der en har trafikklaster på toppen av muren og den har høyde på mer enn 3-4 meter.

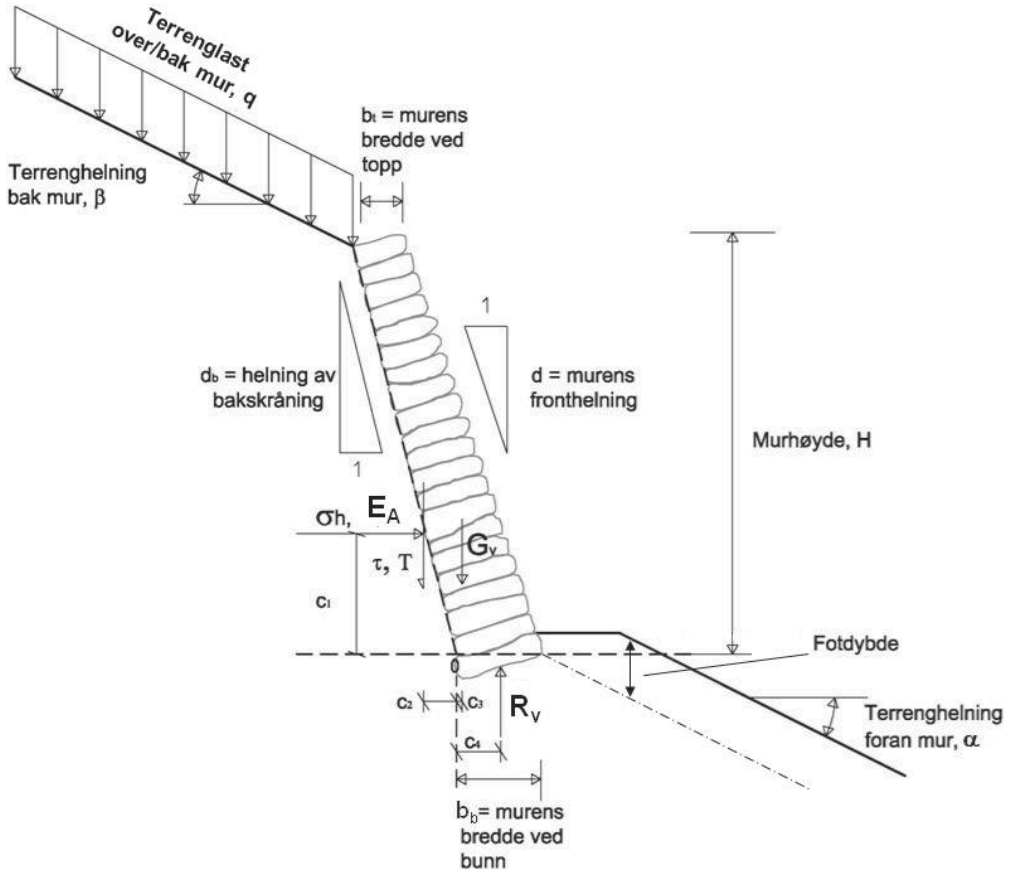
En annen mulighet ved bæreevneproblematikk kan være å støpe en betongsåle for å få tilstrekkelig sålebredde.

Det er ellers et viktig at konstruksjonen prosjekteres på en slik måte at det vil oppstå synlige tegn hvis en bruddgrensetilstand skulle nærme seg (dvs. hindre at plutselig sammenbrudd).

9.3.2 Framgangsmåte ved geoteknisk prosjektering

Dimensjoneringen utføres i bruddgrensetilstand og den er delvis i henhold til Eggestad (1997, Ref, 8) og Fredriksen (1999, Ref. 9) med en del nyere tilpasninger. Jordtrykk beregnes mot hellende vegg etter kapittel 5.

Jordtrykket kan også beregnes etter Coulumbs teori. Her henvises det til kapittel 11.4 i "Foundation analysis and design" av Joseph E. Bowles (Ref. 6).



Figur 9.6 Prinsipptegning for beregning av jordtrykk, lastresultanter og bæreevne.

a) Geotekniske parametere for massene under fundament og bak tørrmuren samt grunnvannstand bestemmes, det vises til kapittel 2 og 3.

   Friksjonsvinkel og attraksjon i massene bak muren utregnes som et middel i skjærflate gjennom bakfyllmassene og originale løsmasser. Ekvivalent attraksjonsverdi i grove masser bak mur kan eventuelt bestemmes etter Eggestad, intern rapport 2242, "Støttekonstruksjoner, Sk.kurs 4-5 juni 1997" (Ref. 8).

   For komprimerte steinfyllinger ligger vanlige attraksjonsverdier mellom 10 og 50 kPa. Også grove urmasser vil kunne ha betydelige attraksjonsverdier, avhengig av steinstørrelse og kornfordeling. Se kapittel 2.9.5.1.

   Vanligvis forutsettes grunnvannstand å være ved underkant fundament.

b) Partialfaktorer for materialfasthet og lastvirkninger bestemmes i henhold til kapittel 0.

For tørrmur med vegtrafikk bak muren benyttes for bruddgrensetilstand konsekvensklasse alvorlig eller meget alvorlig. Det samme gjelder hvis brudd i en tørrmur medfører at masser fra muren vil kunne falle ned på vegbanen.

c) Last på terreng, herunder terrenglaster, trafikklaster osv. bestemmes.

d) Partialfaktorer for jordtrykksberegninger bestemmes.

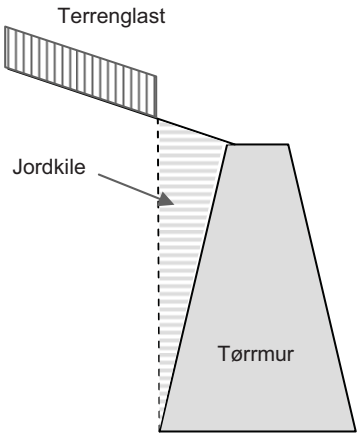
e) Ruhet, r_v bak muren velges ut fra kapittel 9.2.1

f) Korrigert aktiv jordtrykkskoeffisient, $K_{A,korr}$ beregnes etter kapitel 5.2.3 hvor helningen, d_b av den bakre skråningen for muren (se Figur 9.6) er

$$d_b = \frac{H}{\frac{H}{d} + b_t - b_b}$$

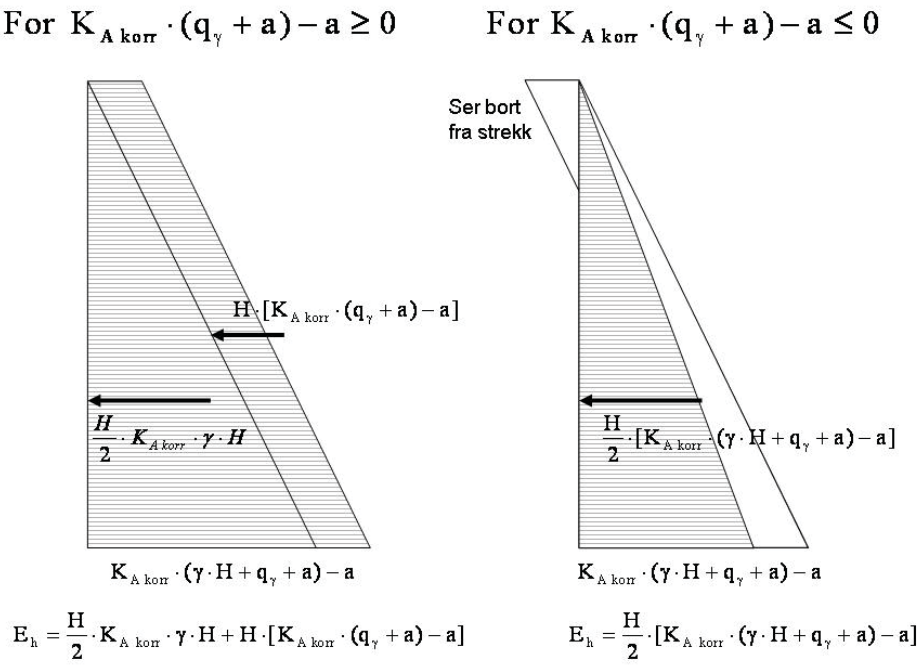
Vinkelen δ som benyttes i formelen for K_δ finnes av uttrykket $\tan(90-\delta)=d_b$.
Disse beregningsprinsippene gjelder bare dersom $d_b \geq 0$. Verdier for d_b mindre enn 0 gir feil i beregningsgangen.

For murer hvor $d_b < 0$ kan følgende forenkling benyttes som skissert i Figur 9.7. 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 9.7 Prinsipp for forenklet beregningsmetode når murens bakkant heller som vist, $d_b < 0$.

g) Jordtrykket mot den hellende flaten like bak steinblokkene i tørrmuren, E_A med tilhørende momentarm, c_1 beregnes for bruddgrensetilstand i henhold til Figur 9.6 og følgende formler, det vises ellers til kapittel 5. Det regnes ikke med negative jordtrykk, se Figur 9.8. Det regnes heller ikke med passivt mottrykk foran murfot.



Figur 9.8 Jordtrykk mot tørrmur avhengig av q_v og attraksjonens størrelse

For terrenglast inkludert lastfaktor benyttes betegnelsen q_γ.

Dersom $K_{A,korr} \cdot (q_\gamma + a) - a > 0$ benyttes følgende formeler for E_A og c_1

$$E_A = \frac{H}{2} \cdot (K_{A,korr} \cdot \gamma \cdot H) + H \cdot (K_{A,korr}(q_\gamma + a) - a)$$

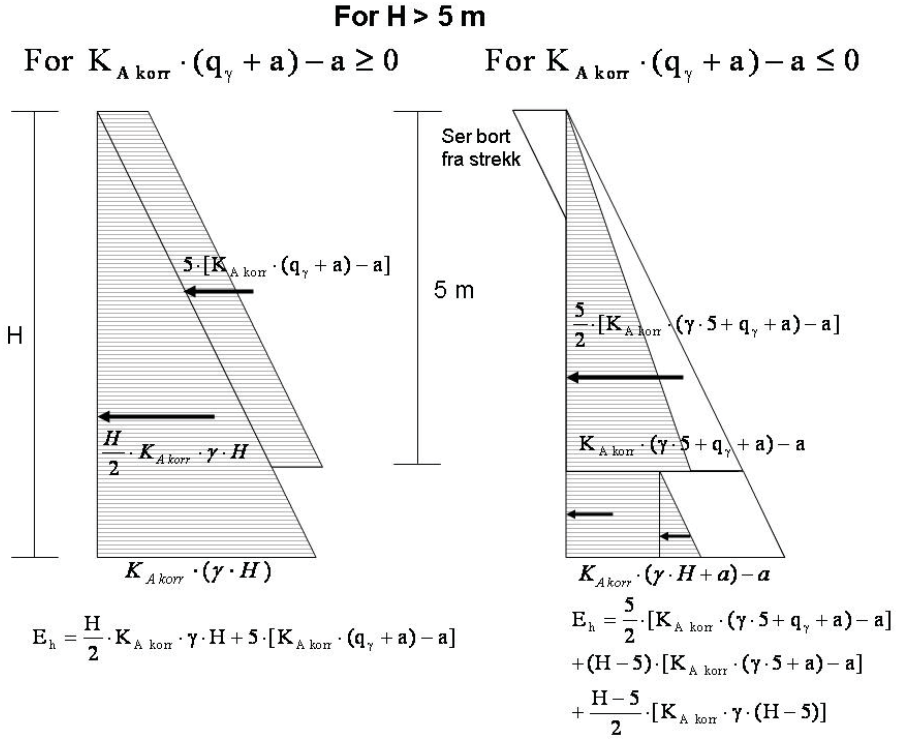
$$c_1 = \frac{K_{A,korr} \cdot \gamma \cdot \frac{H^3}{6} + (K_{A,korr}(q_\gamma + a) - a) \cdot \frac{H^2}{2}}{E_A}$$

Dersom leddet $K_{A,korr} \cdot (q_\gamma + a) - a \leq 0$ benyttes følgende formeler for E_A og c_1 (på grunn av vi neglisjerer negative jordtrykk i toppen)

$$E_A = \frac{H}{2} \cdot (K_{A,korr}(\gamma \cdot H + q_\gamma + a) - a)$$

$$c_1 = \frac{H}{3}$$

For støttemur høyere enn 5 m vil formlene for E_A og momentlikevekt bli noe annerledes da virkningen av trafikklast og annen nyttelast begrenses til 5 m under terreng, se Figur 9.9.



Figur 9.9 Jordtrykk mot tørrmur avhengig av p_v og attraksjonens størrelse for murer høyere enn 5 m.

Dersom $K_{A,korr}\cdot(q_\gamma+a)-a>0$ benyttes følgende formeler for E_A og c_1

$$E_A=\frac{H}{2}\cdot K_{A\,korr}\cdot\gamma\cdot H+5\cdot[K_{A\,korr}\cdot(q_\gamma+a)-a]$$

$$c_1=\frac{1}{E_A}\cdot\{(\frac{H}{2}\cdot K_{A\,korr}\cdot\gamma\cdot H)\cdot\frac{H}{3}+5\cdot[K_{A\,korr}\cdot(q_\gamma+a)-a]\cdot[\frac{5}{2}+(H-5)]\}$$

Dersom leddet $K_{A,korr}\cdot(q_\gamma+a)-a\leq 0$ benyttes følgende formeler for E_A og c_1 (på grunn av at negative jordtrykk i toppen neglisjeres)

$$E_A=\frac{5}{2}\cdot[K_{A\,korr}\cdot(\gamma\cdot 5+q_\gamma+a)-a]$$
$$+(H-5)\cdot[K_{A\,korr}\cdot(\gamma\cdot 5+a)-a]$$
$$+\frac{H-5}{2}\cdot[K_{A\,korr}\cdot\gamma\cdot(H-5)]$$

$$c_1=\frac{1}{E_A}\cdot\{\frac{5}{2}\cdot[K_{A\,korr}\cdot(\gamma\cdot 5+q_\gamma+a)-a]\cdot[\frac{5}{3}+(H-5)]$$
$$+(H-5)\cdot[K_{A\,korr}\cdot(\gamma\cdot 5+a)-a]\cdot\frac{1}{2}\cdot(H-5)$$
$$+\frac{H-5}{2}\cdot[K_{A\,korr}\cdot\gamma\cdot(H-5)]\cdot\frac{1}{3}\cdot(H-5)\}$$

h) Vertikalkraften G_v (vekt av mur) og T (skjærkraft på bakskråningen) med tilhørende momentarmer fra bakkant av mur beregnes i henhold til Figur 9.6. Den totale

vertikalresultanten, R_v med tilhørende momentarm beregnes deretter. Følgende formler benyttes:

$$G_v = 0{,}5 \cdot (b_b + b_t) \cdot H \cdot \gamma_{vegg}$$

$$c_3 = \frac{1}{G_v}[\frac{H}{6} \cdot (b_b - b_t) \cdot \gamma_{vegg} \cdot (b_b - b_t - \frac{H}{d_b}) + H \cdot b_t \cdot \gamma_{vegg} \cdot (b_b - \frac{1}{2} b_t - \frac{1}{2}\frac{H}{d})]$$

$$\mathrm{T} = \mathrm{r_v} \cdot \tan \varphi_\mathrm{d} \cdot (\frac{\mathrm{E_A}}{\mathrm{H}} + \mathrm{a}) \cdot \mathrm{H}$$

Dette er en forenklet tilnærming da horisontalkreftene her betraktes som jevnt fordelt trykk mot bakveggen ved beregning av skjærkraft.

$$c_2 = -\frac{c_1}{d_b}$$

i) Bæreevneberegning utføres for bruddgrensetilstanden, det vises til kapittel 6. Det kontrolleres at fundamentruheten, r_b er i henhold til Figur 6.3 i kapittel 6.

Effektiv bredde, b_0 av muren settes til 90 % av bunnblokkens bredde minus 2 ganger lastresultantens eksentrisitet *e* med fortegn hvor

$$e = c_4 - \frac{1}{2} b_b \quad \text{og} \quad \mathrm{c_4} = \frac{\mathrm{E_A} \cdot \mathrm{c_1} + \mathrm{T} \cdot \mathrm{c_2} + \mathrm{G_v} \cdot \mathrm{c_3}}{\mathrm{R_v}} \quad \text{hvor} \quad \mathrm{R_v} = \mathrm{T} + \mathrm{G_v}$$

$$b_0 = 0{,}90 \cdot b_b - 2 \cdot (\pm e)$$

Dette innebærer at når lastresultanten ligger noe innenfor senter av nedre blokk (negativ eksentrisitet), vil effektiv fundamentbredde b_0 bli større enn $0{,}9 \cdot b_b$. Det må imidlertid ikke brukes 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 bør da vurderes på ny og beregningene eventuelt gjentas 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. Selv i tilfeller hvor det likevel oppnås tilstrekkelig bæreevne med beregnet b_0 bør det sørges for at $e \le \frac{b_b}{6}$ slik at resultanten ligger innenfor ⅓ av fundamentbredden og dette gir

$$b_0 \ge 0{,}90 \cdot b_b - 2 \cdot \left(\frac{b_b}{6}\right) \approx 0{,}57 \cdot b_b .$$

Hvis kravet til bæreevne $\sigma_v \ge q_v$ ikke oppnås med beregnet b_0 så må bunnbredden av muren justeres og ny beregning foretas.

Der det er foretatt masseutskifting med pukk under murens fot, kan beregningsmessig murbredde økes i samsvar med kapittel 6.5.2. Ved skrånende terreng foran muren må reduksjonsfaktorene fra kapittel 6. Figur 6.8 medtas i beregningen av bæreevnen. I tillegg bør en også vurdere om bæreevneøkningen på grunn av murens fotdybde skal medtas eller ikke. Her må total effekt av de lokale forhold vurderes, dvs. geometri, bruddfigur, grunnvannstand etc. og en gjennomsnittsverdi velges (se Figur 9.6).

9.4 LANDKAR

9.4.1 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 trafikklast på terreng, får landkarene påført vertikale og horisontale laster fra bruoverbygningen. Dette vil som regel ha avgjørende betydning for landkarets dimensjoner.

Landkarvingene, som støtter vegfyllingen inn mot landkaret, kan enten være en konstruktiv del av landkaret eller en konstruktiv del av bruoverbygningen. Ved større bruer og ditto større bevegelser, vil landkarvingene oftest være knyttet til landkaret. For mindre bruer kan man i mange tilfeller la landkarvingene tilhøre bruoverbygningen.

Landkar kan være utformet på forskjellige måter og etter forskjellige prinsipper. Her nevnes noen stikkord:

Landkar med bakvegg og jordtrykk helt opp
Landkar hvor bruoverbygningens endetverrbjelke støter mot jord
Landkar hvor landkarvingene tilhører landkaret
Landkar hvor landkarvingene tilhører overbygningen
Landkar på sålefundament
Landkar på veggskiver
Landkar på peler
Landkar med friksjonsplate for horisontalkraftopptak

Landkarutformingen vil ofte være en kombinasjon hvor flere av de ovennevnte forhold er relevante. Det enkelte landkar må komponeres og bestemmes i sammenheng med den aktuelle brutype og de geotekniske forholdene. Når det gjelder den praktiske utforming av landkar, henvises til bruhåndbøkene.

9.4.2 Fremgangsmåte ved geoteknisk dimensjonering

Fremgangsmåten er som for støttemurer, se pkt. 9.2.1 og 9.2.2. Det skal her knyttes særskilte kommentarer til enkelte av punktene. Bestemmelsene gjengitt nedenfor er i samsvar med Håndbok 185 Bruprosjektering av oktober 2009 når det gjelder trafikklaster. Disse ventes å bli endret når ny versjon av Håndbok 185 tilpasset Eurokodene utgis.

Nyttelasten er her trafikklast:

Støttekonstruksjoner som landkar, tverrbærere, vinger og støttemurer, skal belastes med virkningene av trafikklast og annen nyttelast på vegfyllingen inntil konstruksjonen. Lasten antas å ha intensiteten 20 kN/m^2 over en bredde på 6 m for bruer med to eller flere kjørefelt og 3 m med ett kjørefelt. Den øvrige del av vegbredden inklusive skuldre, gangbaner, rekkverksrom og midtdeler, samt utenforliggende arealer med eventuelle skråninger, belastes med 5 kNm^2.

Det 6 m, ev. 3 m, brede felt som belastes med 20 kN/m^2, plasseres i ugunstigste stilling i vegens tverretning begrenset av rekkverk eller ytterkant skulder.

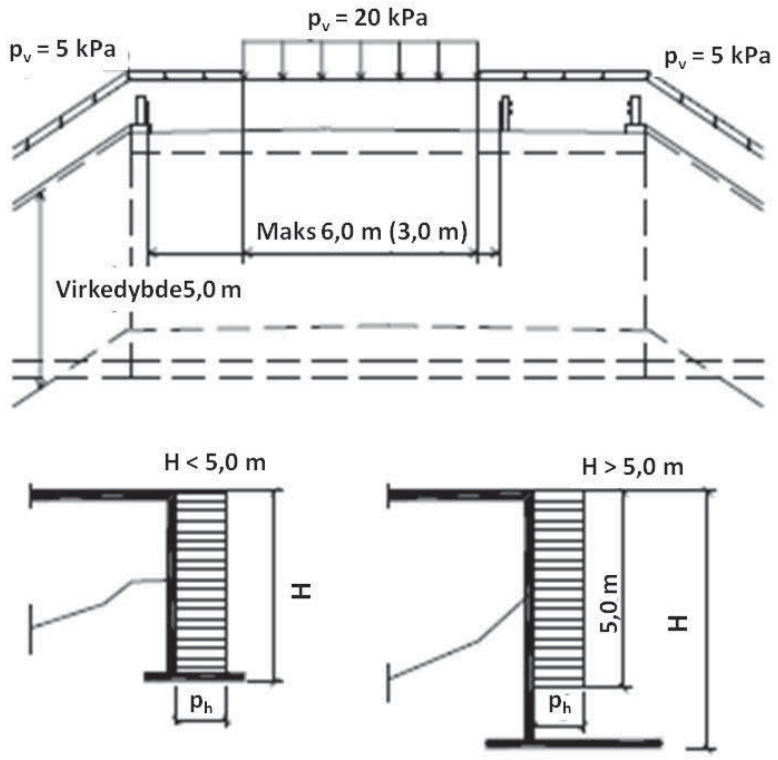
Nevnte last på 20 kN/m^2 i den ene bruenden kan opptre samtidig med last maksimalt på 5 kN/m^2 over hele fyllingsbredden i den andre bruenden.

Lasten 20 kN/m^2 kan også opptre samtidig med trafikklast type V1 uten aksellaster oppå brua, dvs. 9 kN/m pr. lastfelt. Lasten 20 kN/m^2 kan ikke opptre samtidig med lasttype V2 eller V3 oppå brua. For lasttyper V1 – V3 se Håndbok 185.

Dersom vegfyllingen i byggeperioden eller senere under vedlikehold av konstruksjonen kan belastes midlertidig med laster som er større enn angitt foran, skal dette tas hensyn til.

Jordtrykket p_h fra lasten på vegfyllingen vinkelrett mot støttekonstruksjonen beregnes som vist:

Lastkombinasjoner og partialfaktorer for lastvirkninger velges i samsvar med håndbok 185 Bruprosjektering.



Figur 9.10 Trafikklast på vegfylling og tilhørende jordtrykk

$p_h = K \cdot p_v$ **hvor**

p_v trafikklasten og annen nyttelast, som vist på Figur 9.10.

K jordtrykkskoeffisient fra kapittel 5

Jordtrykk fra lastene 20 og 5 kN/m^2 har en virkedybde på 5 m. Lasten 20 kN/m^2 fordeles i dybden over en konstant bredde på 6 m, ev. 3 m, som vist på Figur 9.10.

Hvis konstruksjonen krysser senterlinje veg med et avvik α i forhold til vinkelrett kryssing, skal p_h fra lasten 20 kN/m^2 virke over bredden b/cos α, der b er 6 m, ev. 3 m.

Virkningen av bremselast, sidelast og ev. sentrifugallast, samt den komprimering som trafikklasten gir fyllingen, er inkludert i forannevnte jordtrykk.

Støttekonstruksjoner som landkar, tverrbærere, vinger og støttemurer for separate gangveger, skal belastes med virkningene av trafikklast og annen nyttelast på vegfyllingen inntil konstruksjonen. Lasten antas å ha intensiteten 5 kN/m^2 over trafikkert areal og rekkverksrom, samt utenforliggende arealer med eventuelle skråninger. Lasten kan opptre samtidig på fyllingen i begge bruender, og samtidig med last på brua. Jordtrykket på grunn av last på fylling beregnes på samme måte og har samme virkedybde som for vegbruer

Partialfaktor for materialfasthet og mobiliseringsgrad.
Bruddgrensetilstand:
Ved bestemmelse av γ_M benyttes konsekvensklasse alvorlig eller meget alvorlig, se kapittel 0.3.5
Bruksgrensetilstand:
Mobiliseringsgrad *f* for jordtrykksberegning (Figur 9.2) bestemmes for stiv konstruksjon.

Last- og miljøvariabler.
Dimensjonering av landkar er svært arbeidskrevende på grunn av at mange ulike lastkombinasjoner må kontrolleres. Ved varierende ytre vannstand må det også utføres beregninger både for høyeste og laveste vannstand for flere av lastkombinasjonene. For nærmere detaljer omkring ytre laster og kombinasjoner av disse henvises til håndbok 185 (Ref. 4).

Tredimensjonale effekter.
For bru i kurve, lange bruer utsatt for vindkrefter og for landkarvegger som ikke står vinkelrett på bruaksen kan det opptre betydelige lastkombinasjoner i retning langs landkarveggen. Dette medfører at lastresultantens eksentrisitet må vurderes i begge retninger og det må beregnes en effektiv lengde på sålen (L_o) på tilsvarende måte som effektiv bredde. Videre må ruhetstallet for fundamentfugen beregnes for den resulterende horisontalkraften.

9.4.3 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.

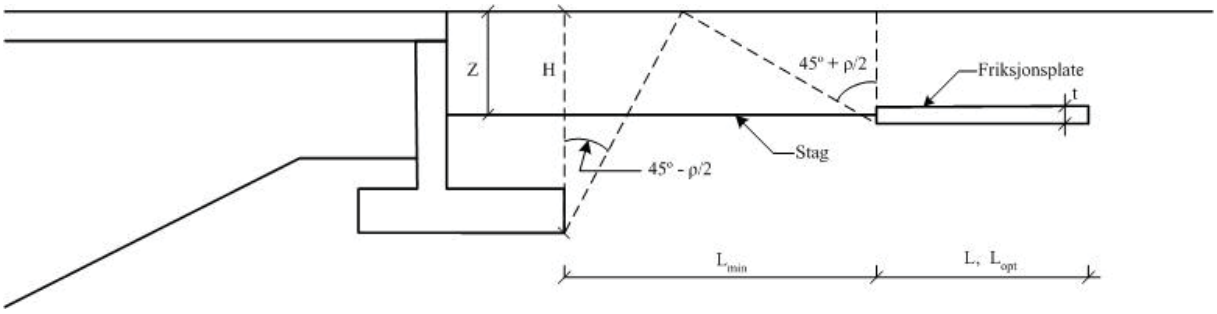
Ved først å forbelaste med overlast (tilsvarende last fra landkar), følge opp setningsutviklingen for deretter å fjerne forbelastningen etter at de forventede setningene er oppnådd, kan en unngå mer omfattende og dyrere fundamentering. Metoden forutsetter at en har tilstrekkelig tid til rådighet samt at stabilitetsforholdene tillater oppfylling med tilstrekklig overhøyde.

For en nærmere beskrivelse av metoden henvises til håndbok 274: ”Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger ” (Ref. 3).

9.5 LANDKAR MED FRIKSJONSPLATE

Horisontallaster på landkar kan tas opp med friksjonsplate. Friksjonsplate kan brukes på pelefundamentert landkar eller direkte fundamentert landkar.

I Figur 6.11 (kapittel 6) er det vist bruk av friksjonsplate for landkar på steinfylling.



Figur 9.11 Landkar med friksjonsplate (prinsippskisse).

Friksjonsplaten plasstøpes eller prefabrikkeres 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 må det kontrolleres 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 9.10, finnes fra følgende uttrykk:

$$L_{\min} = H \tan(45 - \varphi_d / 2) + (Z + t / 2) \tan(45 + \varphi_d / 2)$$

der H = landkarets høyde
$\tan \varphi_d = \tan \varphi / \gamma_M$

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. Nødvendig deformasjon for mobilisering av friksjonsbidraget kan anslås til 5 – 15 mm med bakgrunn i modellforsøk (Døssland, 1980, Ref. 7).

Kapasitetsberegning for friksjonsplaten kan i prinsippet for $L \geq L_{opt}$ gjøres ved å regne friksjon under platen samt mobilisert passivt jordtrykk i et vertikalsnitt i forkant av platen med fradrag av aktivt trykk i bakkant

Denne modellen kontrolleres mot en bruddmodell med uttrekk, dvs. friksjon over og under platen og jordtrykk bare mot endeflaten av platen, $L < L_{opt}$. Den laveste kapasiteten av de to er dimensjonerende. Beregningsmodellen nedenfor ivaretar disse hensyn.

For like jordmasser over og under platen kan kapasiteten R_d på en friksjonsplate beregnes av følgende formel:

$$R_d = \left(N_F \cdot L + N_E \cdot t\right)\left(p_v' + a\right) \cdot B$$

der:

$N_F = \left(r_o + r_u\right)\tan\varphi_d \quad$ *når* $\quad L < L_{opt}$

$N_F = \left(K_P - K_A\right)\dfrac{z}{2L} + r_u \cdot \tan\varphi_d \quad$ *når* $\quad L \geq L_{opt}$

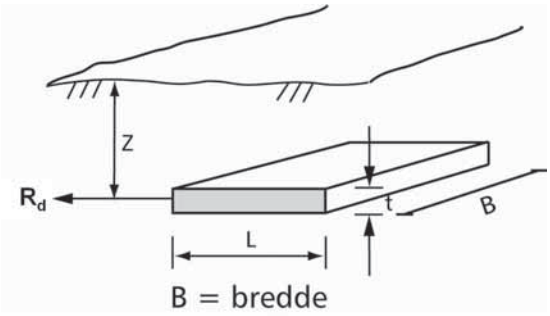
$r_o =$ *ruhet over friksjonsplata*

$r_u =$ *ruhet under friksjonsplata*

$L_{opt} = \dfrac{K_P - K_A}{2r_o \cdot \tan\varphi_d} \cdot z$ K_P og K_A for r = 0 fra Fig 5.4

$p_v' = \gamma \cdot z$

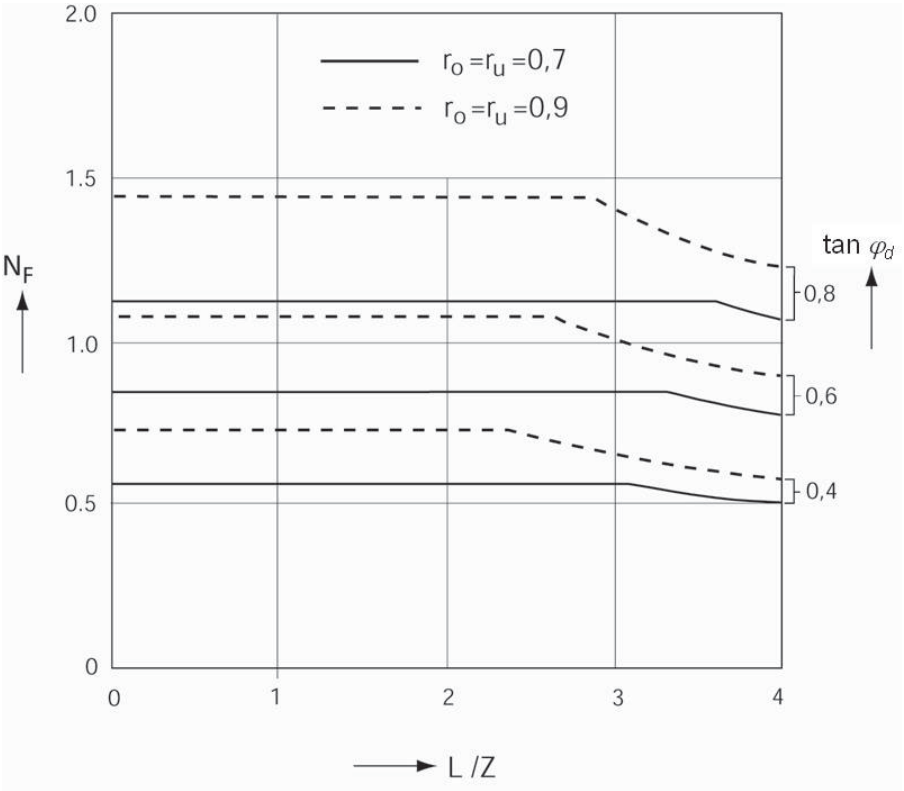
Ruheten settes i området $r_o = r_u = 0{,}7$ - $0{,}9$



Figur 9-12 Prinsippskisse for horisontal forankringsplate.

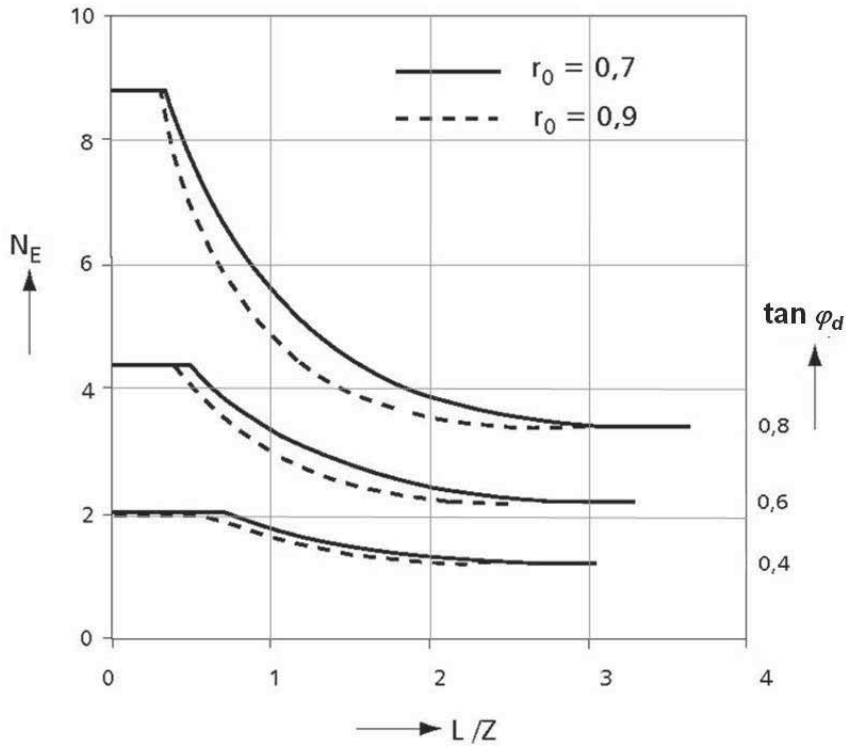
Friksjonsfaktoren, N_F kan finnes fra Figur 9.13. Det foreligger også et formelverk for beregning av N_E (Døssland 1980, Ref. 7), men verdier for N_E kan enkelt tas ut fra diagram Figur 9.13. Merk $N_E = 0$ for $L \geq L_{opt}$.

Ved forspente forankringer av denne typen vil krypeffekter i jorda gi reduksjon i forspenningskraft de første månedene. Stagene bør derfor prøveoppspennes til 130 – 160 % av tilsiktet kraft.

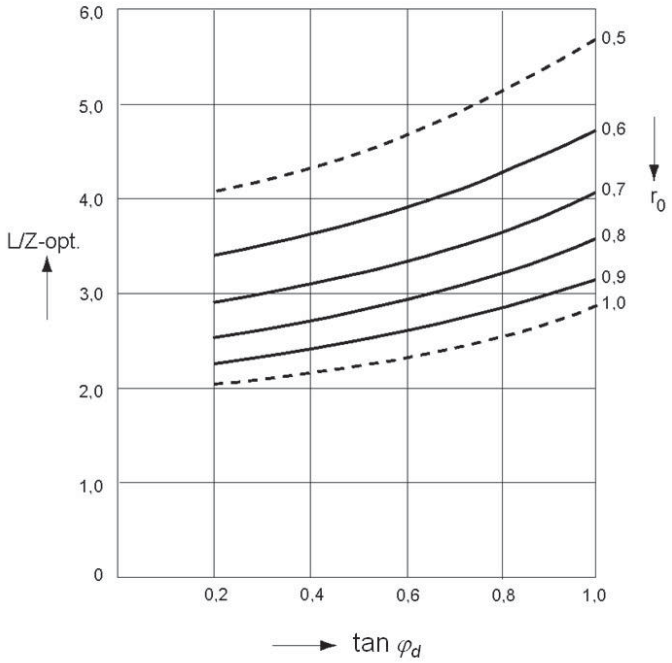


Figur 9.13 Friksjonsfaktor N_F for friksjonsplate (Døssland 1980 videreutviklet for Hb 016).

Endemotstandsfaktoren, N_E finnes fra Figur 9.14



Figur 9.14 Endemotstandsfaktoren N_E for friksjonsplate (Døssland, 1980).



Figur 9.15 Optimal platelengde (Døssland, 1980).

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 må da vurderes i forhold til L_{opt} og forankringskapasiteten kontrolleres med formelverket for R_d.

$$L = \frac{1}{r_u \cdot \tan \phi_d} \cdot \left(\frac{R_d}{(p_v' + a) \cdot B} - \frac{(K_P - K_A) \cdot z}{2} \right)$$

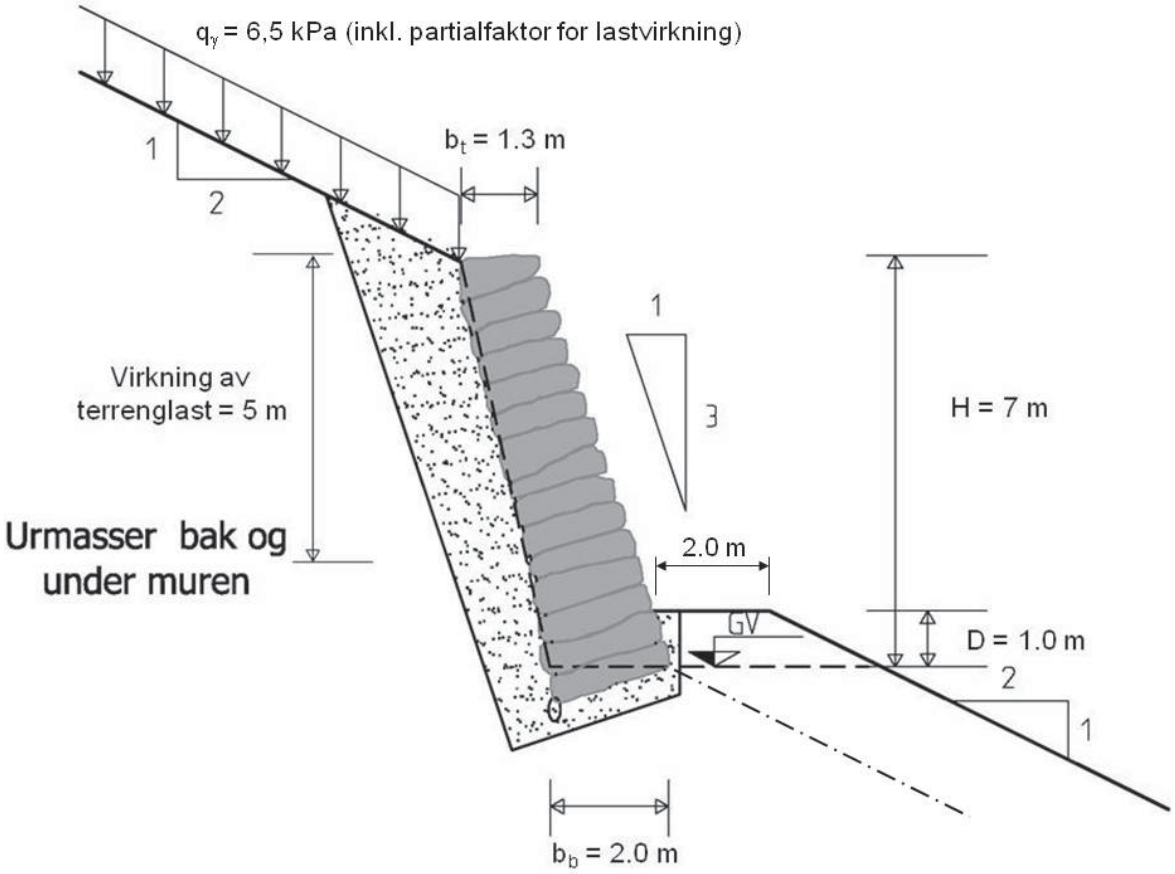
Merk! K_p og K_A tas ut fra Figur 5.4 for r = 0.

Ved å sette $L_{ensidig} = \frac{R_d}{r_u \cdot tan\varphi_d \cdot (p_v' + a) \cdot B}$ blir formelen $L = L_{ensidig} - L_{opt}$

Det betyr at for $L \geq L_{opt}$ så må B og z velges slik at $L_{ensidig} \geq 2 \cdot L_{opt}$

9.6 BEREGNINGSEKSEMPLER

9.6.1 Tørrmur fundamentert på urmasser



Figur 9.16 Tørrmur på/mot faste morenemasser

a) Geotekniske parametere

Originale masser bak og under mur/bakfyllmasser:
φ = 42°
a = 10 kPa
γ= 19 kN/m^3
(γ = 22 kN/m^3 for selve muren)

b) Nyttelast på terreng bak mur

q = 5 kPa

c) Geometri

Murhelning: 3:1
Murhøyde: 7 meter
Fotdybde mur: 1.0 meter
Murens bredde ved bunn: 2.0 meter

Murens bredde ved topp: 1.3 meter
Terrenghelning bak mur: 1:2
Terrenghelning foran mur: 1:2

d) Mobiliseringsgrad, partialfaktorer for lastvirkninger og materialfasthet

Bruddgrensetilstand:
Vekt av jord og mur, $\gamma_{Gj,sup} = 1,0$
Nyttelast, $\gamma_Q = 1,3$

$q_\gamma = q \cdot \gamma_Q = 5 \cdot 1,3 = 6,5$ kPa

Partialfaktor for materialfasthet:
Skadekonsekvens: alvorlig
Bruddmekanisme: seigt, dillatant
γ_M=1,3 (Figur 0.1)

Hvis det er fare for at masser fra muren vil kunne falle ned på en eventuell nedenforliggende veg hvis brudd i muren skulle oppstå uten forvarsel, må høyere partialfaktor for materialfasthet benyttes.

Benytter partialfaktor, γ_M=1,3 i den videre beregningen ut fra situasjonen i Figur 9.16.

e) Ruhet

Benytter ruhet fra Figur 9.1. Siden en tørrmur ikke vil rotere monolitisk om sålen vil det ikke være riktig å benytte $r_v = 1/\gamma_m$ som i tilfelle ville gi $r_v = 1/1,3 = 0,77$. Noe forskyvning og relativ bevegelse må imidlertid forventes og et anslag kan være r_v = 0,3 for jordtrykksberegningene (bak mur). For krav til fundamentruhet, benyttes $r_b \leq$ 0,8 (skrått terreng foran mur og grus/sprengstein under fundament, se Figur 6.3 i kapittel 6) ved bæreevneberegningene.

f) Jordtrykks- og bæreevneberegning

$$\tan\varphi_d = \frac{\tan\varphi}{\gamma_M} = \frac{\tan 42°}{1,3} = \frac{0,9}{1,3} = 0,693$$

$$s = \frac{\tan\beta}{\tan\varphi_d} = \frac{0,50}{0,693} = 0,722$$

$$t = (1 + r_v) \cdot (1 - s) = (1 + 0,3) \cdot (1 - 0,722) = 0,361$$

Helning av bakkant mur: $$d_b = \frac{H}{\frac{H}{d} + b_t - b_b} = \frac{7}{\frac{7}{3} + 1,3 - 2,0} = 4,29$$

$\tan(90-\delta)=d_b$ som gir $90-\delta=76,9°$ og $\delta=13,1°$

K_δ bestemmes etter kapittel 5.2.3 for $\delta = 13,1°$ og $\varphi_d = 34,7°$ gir $K_\delta = 0,722$

K_A bestemmes etter kapittel 5, Figur 5.5, $t = 0,361$ og $\tan\varphi_d = 0,693$ gir $K_A = 0,375$

$K_{A,korr} = K_\delta \cdot K_A = 0{,}722 \cdot 0{,}375 = 0{,}271$

Last på terreng bak mur: $q_\gamma = 6{,}5$ kPa inkludert lastfaktor. Virkningen av terrenglasten regnes ned til 5 m dybde under murkrone.

Samlet jordtrykk bak muren:

Finner først om verdien av leddet $K_{A,korr} \cdot (p_\gamma + a) - a = 0{,}271 \cdot (6{,}5 + 10) - 10 = -5{,}53$ er større eller mindre enn 0 og velger formeler for E_A og c_1 ut fra dette.

$$E_A = \frac{5}{2} \cdot [K_{A\,korr} \cdot (\gamma \cdot 5 + q_\gamma + a) - a] + (H-5) \cdot [K_{A\,korr} \cdot (\gamma \cdot 5 + a) - a] + \frac{H-5}{2} \cdot [K_{A\,korr} \cdot \gamma \cdot (H-5)]$$

$$E_A = \frac{5}{2} \cdot [0{,}271 \cdot (19 \cdot 5 + 6{,}5 + 10) - 10] + (7-5) \cdot [0{,}271 \cdot (19 \cdot 5 + 10) - 10] + \frac{7-5}{2} \cdot [0{,}271 \cdot 19 \cdot (7-5)] = 97{,}7\,\text{kN/m}$$

Tilhørende momentarm om 0:

$$c_1 = \frac{1}{E_A} \cdot \{\frac{5}{2} \cdot [K_{A\,korr} \cdot (\gamma \cdot 5 + q_\gamma + a) - a] \cdot [\frac{5}{3} + (H-5)] + (H-5) \cdot [K_{A\,korr} \cdot (\gamma \cdot 5 + a) - a] \cdot \frac{1}{2} \cdot (H-5) + \frac{H-5}{2} \cdot [K_{A\,korr} \cdot \gamma \cdot (H-5)] \cdot \frac{1}{3} \cdot (H-5)\}$$

$$c_1 = \frac{1}{97{,}7} \cdot \{\frac{5}{2} \cdot [0{,}271 \cdot (19 \cdot 5 + 6{,}5 + 10) - 10] \cdot [\frac{5}{3} + (7-5)] + (7-5) \cdot [0{,}271 \cdot (19 \cdot 5 + 10) - 10] \cdot \frac{1}{2} \cdot (7-5) + \frac{7-5}{2} \cdot [0{,}271 \cdot 19 \cdot (7-5)] \cdot \frac{1}{3} \cdot (7-5)\} = 2{,}55\,m$$

Vertikalresultanter:

Vekt av muren:

$$G_v = 0{,}5 \cdot (b_b + b_t) \cdot H \cdot \gamma_{vegg} = 0{,}5 \cdot (2{,}0 + 1{,}3) \cdot 7 \cdot 22 = 254{,}1\,kN/m$$

Tilhørende momentarm om 0:

$$c_3 = \frac{1}{G_v}[\frac{H}{6} \cdot (b_b - b_t) \cdot \gamma_{vegg} \cdot (b_b - b_t - \frac{H}{d_b}) + H \cdot b_t \cdot \gamma_{vegg} \cdot (b_b - \frac{1}{2} b_t - \frac{1}{2}\frac{H}{d})] =$$

$$\frac{\frac{7}{6} * (2-1{,}3) * 22 * (2-1{,}3-\frac{7}{4{,}29}) + 7 * 1{,}3 * 22 * (2-0{,}5 * 1{,}3-0{,}5 * \frac{7}{3})}{254{,}1} = 0{,}08\,m$$

Skjærkraft på bakvegg med tilhørende momentarm (forenklet tilnærming):

Vertikalresultant: $c_2 = -\frac{c_1}{d_b} = -\frac{2,55}{4,29} = -0,59\,m$

$$T_A = r_v \cdot \tan\varphi_d \cdot (\frac{E_A}{H} + a) \cdot H = 0,3 \cdot 0,693 \cdot (\frac{97,7}{7} + 10) \cdot 7 = 34,9 \text{ kN/m}$$

$$R_v = G_v + T_A = 254,1 + 34,9 = 289 \text{ kN/m}$$

Tilhørende momentarm:

$$c_4 = (E_A \cdot c_1 + T_A \cdot c_2 + G_v \cdot c_3) / R_v = (97,7 \cdot 2,55 + 34,9 \cdot (-0,59) + 254,1 \cdot 0,08) / 289 = 0,85 \text{ m}$$

Vertikalresultantens eksentrisitet:

$$e = c_4 - \frac{b_b}{2} = 0,85 - \frac{2}{2} = -0,15\ m$$

Effektiv fundamentbredde:

$$b_0 = 0,9 \cdot b_b - 2 \cdot e = 0,9 \cdot 2 - 2 \cdot (-0,15) = 2,09 m$$

$$b_0 \le b_b = 2,0\ m$$

Benytter b_0 = 2,0 m i de videre beregningene. Gjennomsnittlig vertikalspenning:

$$q_v = \frac{R_v}{b_0} = \frac{289}{2,0} = 144,5 \text{ kPa}$$

Antar de samme løsmassene under som bak muren, i tillegg antas grunnvannstanden å ligge i underkant av fundamenteringsnivået. I bæreevneberegningene er det også tatt hensyn til hellende terreng foran muren samt at muren har en dybde på 1.0 meter under den horisontale delen av terrenget foran muren som har en utstrekning på 2,0 m. Som et gjennomsnitt hvor det er tatt hensyn til terrenggeometrien foran muren, dimensjon på mulig bruddfigur og grunnvannstand ved underkant fundament er virkning av overdekningen satt til p' = 19·1,0 kPa.

Ruhet i fundamentfuge:

$$r_b = \frac{E_A}{b_0 \cdot (q_v + a_{under}) \tan\varphi_{under}} = \frac{97,7}{2,0 \cdot (144,5 + 10) \cdot 0,693} = 0,46$$

$$Krav \quad 1: r_b \le 0,8 \rightarrow 0,46 \le 0,8 \rightarrow OK$$

Bæreevne:

N_q bestemmes etter kapittel 6, Figur 6.4, r_b = 0,46 og tan φ_d = 0,693 gir N_q= 16
N_γ bestemmes etter kapittel 6, Figur 6.5, r_b = 0,46 og tan φ_d = 0,693 gir N_γ = 14

f_{sq} bestemmes etter kapittel 6, Figur 6.8 for tan β = 0,50 gir f_{sq} = 0,20
f_{sa} bestemmes etter kapittel 6, Figur 6.8 for tan β = 0,50 gir f_{sa} = 0,50

$$\sigma_v = f_{sq} \cdot (N_q \cdot (\gamma_{over} \cdot D) + 0.5 \cdot N_\gamma \cdot \gamma'_{under} \cdot b_0) + (N_q \cdot f_{sa} - 1) \cdot a$$

$$= 0,20 \cdot (16 \cdot 19 \cdot 1,0 + 0,5 \cdot 14 \cdot (19 - 9,8) \cdot 2) + (16 \cdot 0,50 - 1) \cdot 10 = 156,6 \text{ kPa}$$

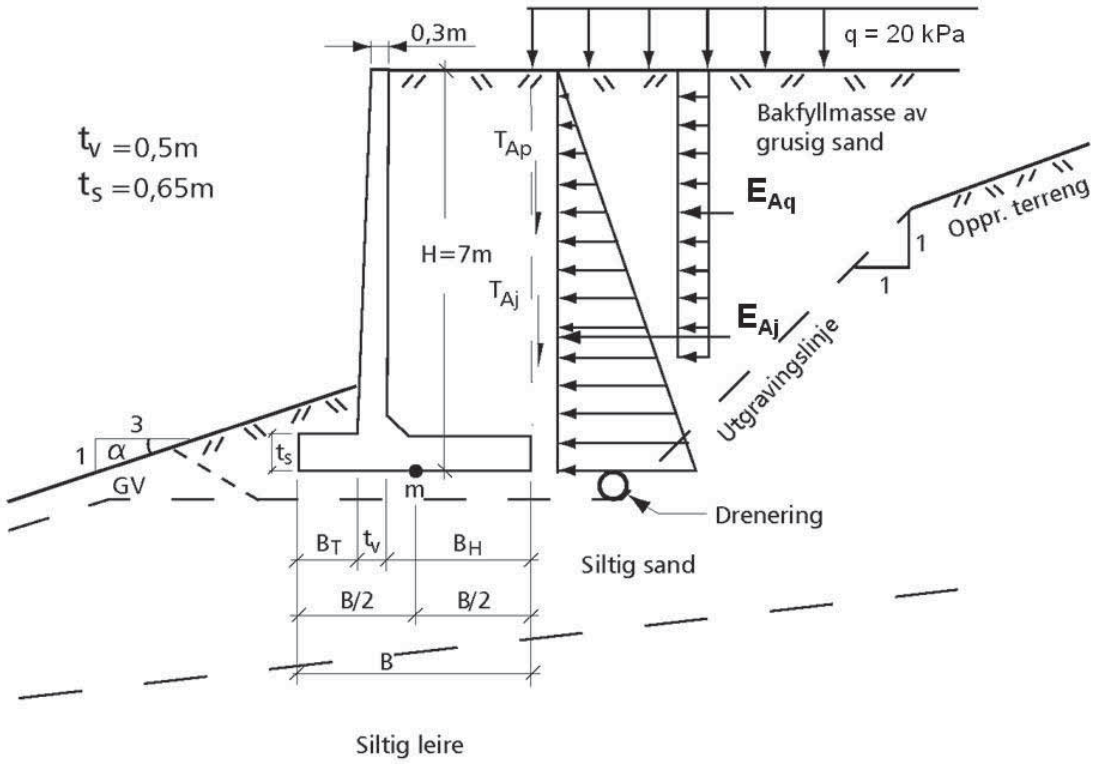
$$q_v < \sigma_v \ dvs.OK$$

Siden vertikalresultantens eksentrisitet e = -0,15 m, betyr det at muren vil ha en tendens til å lene seg noe mot bakenforliggende masser. Avhengig av relativ bevegelse mellom mur og bakfyllmassene kan det bety lavere r og eventuelt negativ verdi for r.

Effekten av dette kan kontrolleres ved å gjenta hele beregningsgangen med en lavere r, for eksempel r = 0,2. Dette gir en eksentrisitet på $e = -0{,}04m$ og en effektiv sålebredde på $b_0 = 0{,}9 \cdot b_b - 2 \cdot e = 0{,}9 \cdot 2 - 2 \cdot (-0{,}04) = 1{,}88\,m$ samtidig som kravet til $\sigma_v = 149{,}4 \geq 147{,}4 = q_v$ tilfredsstilles.

KONKLUSJON
En 7,0 m høy tørrmur med helning 3:1 og fotdybde 1,0 m har tilstrekkelig sikkerhet med tykkelse på henholdsvis 2,0 og 1,3 m i bunn og topp.

9.6.2 Vinkelmur på lagdelt grunn



Figur 9.17 Vinkelmur på lagdelt grunn.

a) Geotekniske parametere for massene

Bakfyllmasse:
Grusig sand:

tanφ = 0,75
γ = 19 kN/m^3
a = 0

Masser under fundament:

Siltig sand:

$\tan\varphi = 0{,}7$
$\gamma = 18$ kN/m^3
$a = 5$ kPa

Siltig leire:

$\tan\varphi = 0{,}55$
$\gamma = 19$ kN/m^3
$a = 10$ kPa
$c_u = 55$ kPa

b) Nyttelast på terreng.

$q = 20$ kPa

c) Partialfaktorer for lastvirkninger og materialfasthet og mobiliseringsgrad

I denne utgaven av regneeksemplet er bestemmelsene i Håndbok 185 Bruprosjektering av oktober 2009 benyttet når det gjelder trafikklast og lastkombinasjoner samt partialfaktorer for lastvirkninger. Disse ventes å bli endret når ny versjon av Håndbok 185 tilpasset Eurokodene utgis.

Bruddgrensetilstanden:

Lastgruppe/kombinasjon a:
egenlast (tyngde): $\gamma_{G;sup} = 1{,}2$
jordtrykk: $\gamma_F = 1{,}0$
trafikklast: $\gamma_Q = 1{,}3$

Lastgruppe/kombinasjon b:
egenlast (tyngde): $\gamma_{G;sup} = 1{,}0$
jordtrykk: $\gamma_F = 1{,}0$
trafikklast: $\gamma_Q = 1{,}2$

Antar at lastgruppe/kombinasjon b blir dimensjonerende i bruddgrensetilstanden. Det må også kontrolleres for lastgruppe/kombinasjon a, men dette er ikke utført for dette eksemplet.

Bruksgrensetilstanden (kombinasjon a):
egenlast (tyngde): $\gamma_{G;sup} = 1{,}0$
jordtrykk : $\gamma_F = 1{,}0$
trafikklast: $\gamma_Q = 1{,}0$

Partialfaktor for materialfasthet i bruddgrensetilstanden:
skadekonsekvens: alvorlig
bruddmekanisme: seigt, dillatant
$\gamma_M = 1{,}4$ (Figur 0.1)

Mobiliseringsgrad for bruksgrensetilstanden:
undergrunn: middels

veggens fleksibilitet: fleksibel

f = 0,75 (Figur 9.2)

d) Ruhet.

Bruddgrensetilstanden:

$$\frac{1}{\gamma_M} = \frac{1}{1{,}4} = 0{,}71 \rightarrow \text{r} = 0{,}71 \text{ (i henhold til Figur 9.1)}$$

Bruksgrensetilstanden:

f = 0,75 → r = 0,75 (i henhold til Figur 9.1)

e) Jordtrykksberegning i bruddgrensetilstand (lastgruppe/kombinasjon b)

$\gamma_M = 1{,}4$

$$\tan\varphi_d = \frac{\tan\varphi}{\gamma_M} = \frac{0{,}75}{1{,}4} = 0{,}54$$

K_A bestemmes etter kapittel 5, Figur 5.4, r = 0,71 og $\tan\varphi_d = 0{,}54$ gir $K_A = 0{,}29$

Bruddgrensetilstanden:

$$E_{Aj} = K_A \cdot \gamma \cdot \gamma_{G;sup} \cdot H^2 \cdot ½ = 0{,}29 \cdot 19 \cdot 1{,}0 \cdot 7^2 \cdot 0{,}5 = 135{,}0\,\text{kN/m}$$
$$T_{Aj} = r \cdot E_{Aj} \cdot \tan\varphi_d = 0{,}71 \cdot 135{,}0 \cdot 0{,}54 = 51{,}8\,\text{kN/m}$$
$$E_{Aq} = K_A \cdot q \cdot \gamma_Q \cdot H = 0{,}29 \cdot 20 \cdot 1{,}2 \cdot 5 = 34{,}8\,\text{kN/m}$$
$$T_{Aq} = r \cdot E_{Aq} \cdot \tan\varphi_d = 0{,}71 \cdot 34{,}8 \cdot 0{,}54 = 13{,}3\,\text{kN/m}$$

f) Bæreevne

Vertikallaster og eksentrisiteter i forhold til pkt. m:

Vegg:

$$G_v = \gamma_{bet} \cdot \gamma_{G;sup} \cdot \bar{t}_v \cdot (H - t_s) = 25 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}4 \cdot (7 - 0{,}65) = 63{,}5\,kN/m$$

$$e_v = ½ \cdot B - B_t - ½ \cdot \bar{t}_v = ½ \cdot B - B_t - 0{,}2$$

Såle:

$$G_s = \gamma_{bet} \cdot \gamma_{G;\sup} \cdot t_s \cdot B = 25 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}65 \cdot B = 16{,}25 \cdot B$$

$$e_s = 0$$

Jord over baksåle:

$$G_{j1} = \gamma_j \cdot \gamma_{G;\sup} \cdot B_H \cdot (H - t_s) = 19 \cdot 1{,}0 \cdot B_H \cdot (7 - 0{,}65) = 120{,}7 \cdot B_H$$

$$e_{j1} = \tfrac{1}{2} \cdot (B - B_H)$$

Jord over tå:

$$G_{j2} = \gamma_j \cdot \gamma_{G;\sup} \cdot B_T \cdot (D - t_s - \tfrac{1}{2} \cdot B_T \cdot \tan\alpha)$$

$$= 19 \cdot 1{,}0 \cdot B_T \cdot (1{,}5 - 0{,}65 - \tfrac{1}{2} \cdot B_T \cdot \tfrac{1}{3}) = 19 \cdot B_T \cdot \left(0{,}85 - \frac{1}{6} B_T\right)$$

$$e_{j2} \approx \tfrac{1}{2} \cdot (B - B_T)$$

Total vertikallast:

$$R_v = G_v + G_s + G_{j1} + G_{j2} + T_{Aj} + T_{Aq}$$

$$= 63{,}5 + 16{,}25B + 120{,}7B_H + 19B_T \cdot \left(0{,}85 - \frac{1}{6} B_T\right) + 51{,}8 + 13{,}3$$

$$= 128{,}6 + 16{,}25B + 120{,}7B_H + 19B_T \cdot \left(0{,}85 - \frac{1}{6} B_T\right)$$

Total horisontallast på vegg:

$$E_A = E_{Aj} + E_{Aq} = 135{,}0 + 34{,}8 = 169{,}8\,\text{kN/m}$$

Moment om punkt m:

$$M_m = G_v \cdot e_v - G_{j1} \cdot e_{j1} + G_{j2} \cdot e_{j2} + E_{Aj} \cdot \frac{H}{3} + E_{Aq} \cdot \left(H - \frac{5}{2}\right) - T_{Aj} \cdot \frac{B}{2} - T_{Aq} \cdot \frac{B}{2}$$

$$= 63{,}5\left(\tfrac{1}{2}B - B_T - 0{,}2\right) - 120{,}7B_H \cdot \tfrac{1}{2}\left(B - B_H\right) + 19B_T\left(0{,}85 - \frac{1}{6}B_T\right) \cdot \tfrac{1}{2}\left(B - B_H\right) +$$

$$135{,}0 \cdot \frac{7}{3} + 37{,}7 \cdot \left(7 - \frac{5}{2}\right) - 51{,}8 \cdot \frac{B}{2} - 13{,}3 \cdot \frac{B}{2}$$

$$= 63{,}5 \cdot \left(\tfrac{1}{2}B - B_T - 0{,}2\right) - 60{,}4B_H \cdot \left(B - B_H\right) + 9{,}5B_T \cdot \left(0{,}85 - \frac{1}{6}\right) \cdot \left(B - B_H\right)$$

$$-32{,}4B + 472{,}0$$

Bredde av trykksone:

$$B_0 = B - 2 \cdot \frac{|M_m|}{R_v}$$

Vertikalt effektivt såletrykk:

$$\bar{q}_v = \frac{R_v}{B_0}$$

Fundamentruhet:

$$r_b = \frac{E_A / B_0}{(q_v + a) \cdot \tan \varphi_d} = \frac{169,8 / B_0}{(E_v / B_0 + 5) \cdot 0,5} = \frac{339,6}{E_v + 5 \cdot B_0}$$

$$\tan \varphi_d = \frac{\tan \varphi}{\gamma_m} = \frac{0,70}{1,4} = 0,50 \quad \text{(for massene under fundamentet)}$$

Midlere effektiv bæreevne:

$$\bar{\sigma}_v' = f_{sq} \cdot (N_q \cdot p' + ½ \cdot N_\gamma \cdot \gamma' \cdot B_0) + (N_q \cdot f_{sa} - 1) \cdot a$$

f_{sq} bestemmes etter kapittel 6, Figur 6.8 for tanβ = 0.33 som gir f_{sq} = 0,47
f_{sa} bestemmes etter kapittel 6, Figur 6.8 for tanβ = 0.33 som gir f_{sa} = 0,65

Formlene for f_{sa} og f_{sq} og justert Figur 6.8 i kapittel 6.2.1 gir noe lavere verdi for f_{sq} enn verdien vist ovenfor (f_{sq} = 0,37). I regneeksemplet er imidlertid f_{sq} = 0,47 opprettholdt.

$$\bar{\sigma}_v' = 0,47 \cdot (N_q (18 \cdot 0,5 + 8(D - B_T \cdot ⅓ - 0,5)) + ½ \cdot N_\gamma \cdot 8 \cdot B_0) + (N_q \cdot 0,65 - 1) \cdot 5$$
$$= 0,47 \cdot (N_q \cdot (9 + 8 \cdot (1,5 - B_T \cdot ⅓ - 0,5)) + 4 \cdot N_\gamma \cdot B_0) + 3,25 \cdot N_q - 5$$
$$= 0,47 \cdot (N_q \cdot (17 - 2,67 B_T) + 4 \cdot N_\gamma \cdot B_0) + 3,25 N_q - 5$$

NB. Grunnvannet ligger konstant 0,5 meter under terreng i skråningen.

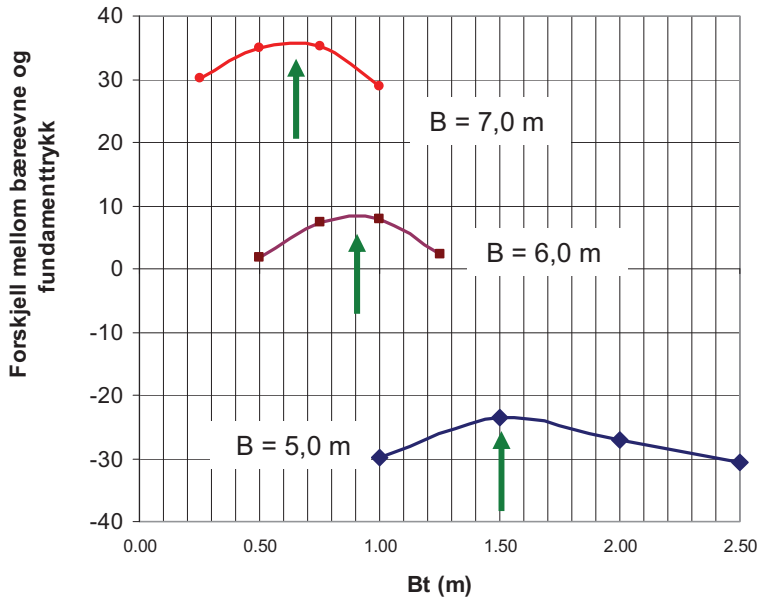
Krav 1: $r_b \leq 0,7$ for skrått terreng foran støttemur og siltig sand under såle i henhold til Figur 6.3 i kapittel 6.

Krav 2: $\bar{\sigma}_v' \geq \bar{q}_v$

Beregningene føres i tabell. For hver B-verdi er B_T variert for å finne optimal geometri.

B m	**B_T** m	**B_H** m	**R_v** kN/m	**M_m** kNm/m	**B_0** M	**r_b**	**N_q**	**N_γ**	$\bar{\sigma}_v'$ kN/m^2	$\bar{q}_v'$ kN/m^2	$\bar{\sigma}_v'-\bar{q}_v'$ kN/m^2
5,0	1,0	3,50	645	85	4,74	0,51	7.4	4,2	106,3	136,3	-30,0
5,0	1,5	3,00	589	18	4,94	0,55	7,1	3,7	95,8	119,3	-23,5
5,0	**2,0**	**2,50**	**531**	**-16**	**4,94**	**0,61**	**6,5**	**3,1**	**80,5**	**107,5**	**-27,0**
5,0	2,5	2,00	472	-16	4,93	0,68	5,9	2.4	65,1	95,7	-30,6
6,0	0,5	5,00	837	125	5,70	0,39	8,6	5,8	148,4	146,8	1.7
6,0	0,75	4,75	810	55	5,86	0,40	8,5	5,7	145,4	138,1	7,3
6,0	**1,0**	**4,50**	**782**	**-6**	**5,98**	**0,42**	**8,3**	**5,4**	**138,6**	**130,7**	**7,9**
6,0	1,25	4,25	754	-59	5,84	0,43	8,2	5,2	131,4	129,1	2,3
7,0	0,25	6,25	1001	157	6,69	0,33	9,2	6.7	179,7	149,6	30,1
7,0	0,50	6,00	974	64	6,87	0,34	9,1	6,6	176,8	141,8	35,0
7,0	**0,75**	**5,75**	**947**	**-21**	**6,96**	**0,35**	**9,0**	**6,4**	**171,4**	**136,1**	**35,3**
7,0	1,00	5,50	919	-97	6,79	0,36	8,9	6,3	164,3	135,4	28,9

Optimal verdi for B_T finnes ved å plotte differansen mellom σ_v' og q_v' mot B_T. De optimale verdiene er vist med uthevet skrift i tabellen over.

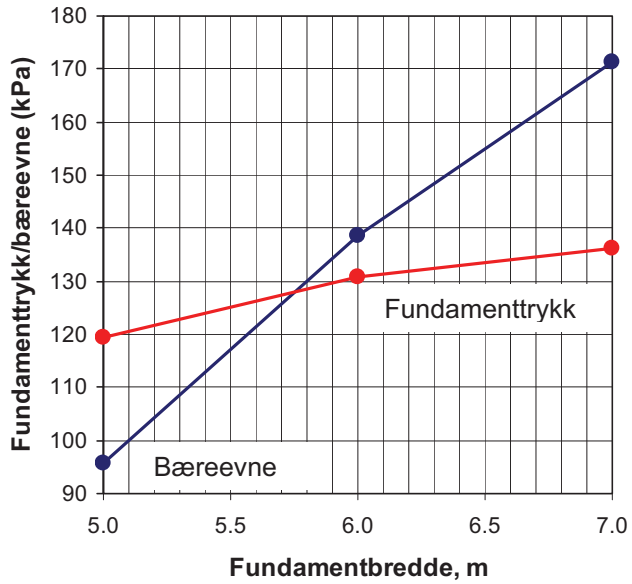


Figur 9.18 Bestemmelse av optimale B_T verdier for ulike bredder.

Benytte følgende verdier for bestemmelse av nødvendig bredde:

B = 5,0 m → B_T = 1,50 m
B = 6,0 m → B_T = 0,90 m
B = 7,0 m → B_T = 0,65 m

Resultater beregnet for de optimale B_T verdier sammenstilles for bestemmelse av nødvendig bredde for fundamentet.



Figur 9.19 Bestemmelse av nødvendig bredde for fundament.

Krav 1 er tilfredsstilt for alle viste B verdier.
Krav 2 er tilfredsstilt for B ≥ 5,75 m.. Benytter B_T = 0,95 m og da er q_v' = 132,7 kPa og B_0 = 5,68 m.

Kontroll av bæreevne i underliggende siltig leire:

Gjennomsnittlig dybde til leirlag: z = 3,0m

$$\bar{\tau}_{h\,mod} = \frac{\tau_h}{1 + z/B_0} = \frac{\frac{169,8}{5,68}}{1 + \frac{3,0}{5,68}} = 19,6\,kN/m^2$$

1) Effektivspenningsanalyse

$$\tan\varphi_d = \frac{0,55}{1,4} = 0.39$$

$$\bar{q}_{v\,mod} = \frac{\bar{q}_v}{1 + z/B_0} + \bar{\gamma}'\cdot z = \frac{132,7}{1 + \frac{3,0}{5,68}} + 18\cdot 0,5 + 8\cdot 2,5 = 115,8\,kN/m^2$$

$$r = \frac{\bar{\tau}_{h\,mod}}{\left(\bar{q}_v + a\right)\cdot \tan\phi_d} = \frac{19,6}{(115,8+10)\cdot 0,39} = 0,40 \quad \text{Krav 1 er OK.}$$

f_{sq} bestemmes etter kapittel 6, Figur 6.8 for tan β = 0,33 som gir f_{sq} = 0,47
f_{sa} bestemmes etter kapittel 6, Figur 6.8 for tan β = 0,33 som gir f_{sa} = 0,65

Formlene for f_{sa} og f_{sq} og justert Figur 6.8 i kapittel 6.2.1 gir noe lavere verdi for f_{sq} enn verdien vist ovenfor (f_{sq} = 0,37). I regneeksemplet er imidlertid f_{sq} = 0,47 opprettholdt.

N_γ bestemmes etter kapittel 6, Figur 6.5, r = 0,40 og tan φ_d=0.39 gir N_γ =3.0
N_q bestemmes etter kapittel 6, Figur 6.4, r = 0,40 og tan φ_d=0.39 gir N_q= 5.5

$$\bar{\sigma}_v' = f_{sq} \cdot \left(N_q \cdot p' + \tfrac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma' \cdot (B_0 + z)\right) + \left(N_q \cdot f_{sa} - 1\right) \cdot a$$
$$= 0{,}47 \cdot \left(5{,}5 \cdot \left(3{,}5 \cdot 8 + 0{,}5 \cdot 18\right) + \tfrac{1}{2} \cdot 3{,}0 \cdot 9 \cdot 8{,}8\right) + \left(5{,}5 \cdot 0{,}65 - 1\right) \cdot 10 = 177{,}2\, kN/m^2$$

$\bar{\sigma}_v' = 177{,}2\, kN/m^2 > \bar{q}_{v\,\mathrm{mod}} = 115{,}8\, kN/m^2$ dvs. krav 2 er OK.

2) Totalspenningsanalyse

$$\bar{q}_{v\,\mathrm{mod}} = \frac{\bar{q}_v}{1 + z/B_0} + \bar{\gamma}' \cdot z = \frac{132{,}7}{1 + \dfrac{3{,}0}{5{,}68}} + 18 \cdot 3 = 140{,}8\, kN/m^2$$

$$r = \frac{\bar{\tau}_h}{\tau_d} = \frac{\bar{\tau}_h}{\dfrac{c_u}{\gamma_M}} = \frac{19{,}6}{\dfrac{55}{1{,}4}} = 0{,}50$$ Krav 1 er OK.

$$\frac{\gamma \cdot B_0}{\tau_d} = \frac{19 \cdot 8.8}{39{,}3} = 4{,}25 \quad \rightarrow \quad N_c = 2{,}3$$ (i følge Figur 6.10)

$$\bar{\sigma}_v = N_c \cdot \tau_d + P_v = 2{,}3 \cdot 39{,}3 + 18 \cdot 4 = 162{,}4\, kN/m^2$$

$\bar{\sigma}_v' = 162{,}4\, kN/m^2 > \bar{q}_{v\,\mathrm{mod}} = 140{,}8\, kN/m^2$ dvs. krav 2 er OK.

KONKLUSJON Velger B = 5.75 m og B_T = 0.95 m.

<u>Beregning av jordtykk i bruksgrensetilstanden:</u>

f = 0,75 og r = 0,75

$$\tan\varphi_d = f \cdot \tan\varphi = 0{,}75 \cdot 0{,}75 = 0{,}56$$

K_A bestemmes etter kapittel 5, Figur 5.4, r = 0,75 og tan φ_d = 0,56 gir K_A = 0,28

$$E_{Aj} = K_A \cdot \gamma \cdot \gamma_{G;sup} \cdot H^2 \cdot \tfrac{1}{2} = 0{,}28 \cdot 19 \cdot 1{,}0 \cdot 7^2 \cdot 0{,}5 = 130{,}3\,\mathrm{kN/m}$$
$$T_{Aj} = r \cdot E_{Aj} \cdot \tan\varphi_d = 0{,}75 \cdot 130{,}3 \cdot 0{,}56 = 54{,}7\,\mathrm{kN/m}$$
$$E_{Aq} = K_A \cdot q \cdot \gamma_Q \cdot H = 0{,}28 \cdot 20 \cdot 1{,}0 \cdot 5 = 28{,}0\,\mathrm{kN/m}$$
$$T_{Aq} = r \cdot E_{Aq} \cdot \tan\varphi_d = 0{,}75 \cdot 28{,}0 \cdot 0{,}56 = 11{,}8\,\mathrm{kN/m}$$

Disse kan benyttes til å kontrollere bestandighetskrav, for eksempel rissviddekrav for betong. Dette er ikke utført for dette eksemplet.

9.6.3 Høyt landkar i hellende terreng.

I denne utgaven av regneeksemplet er bestemmelsene i Håndbok 185 Bruprosjektering av oktober 2009 benyttet når det gjelder trafikklast og lastkombinasjoner samt partialfaktorer for lastvirkninger. Disse ventes å bli endret når ny versjon av Håndbok 185 tilpasset Eurokodene utgis.

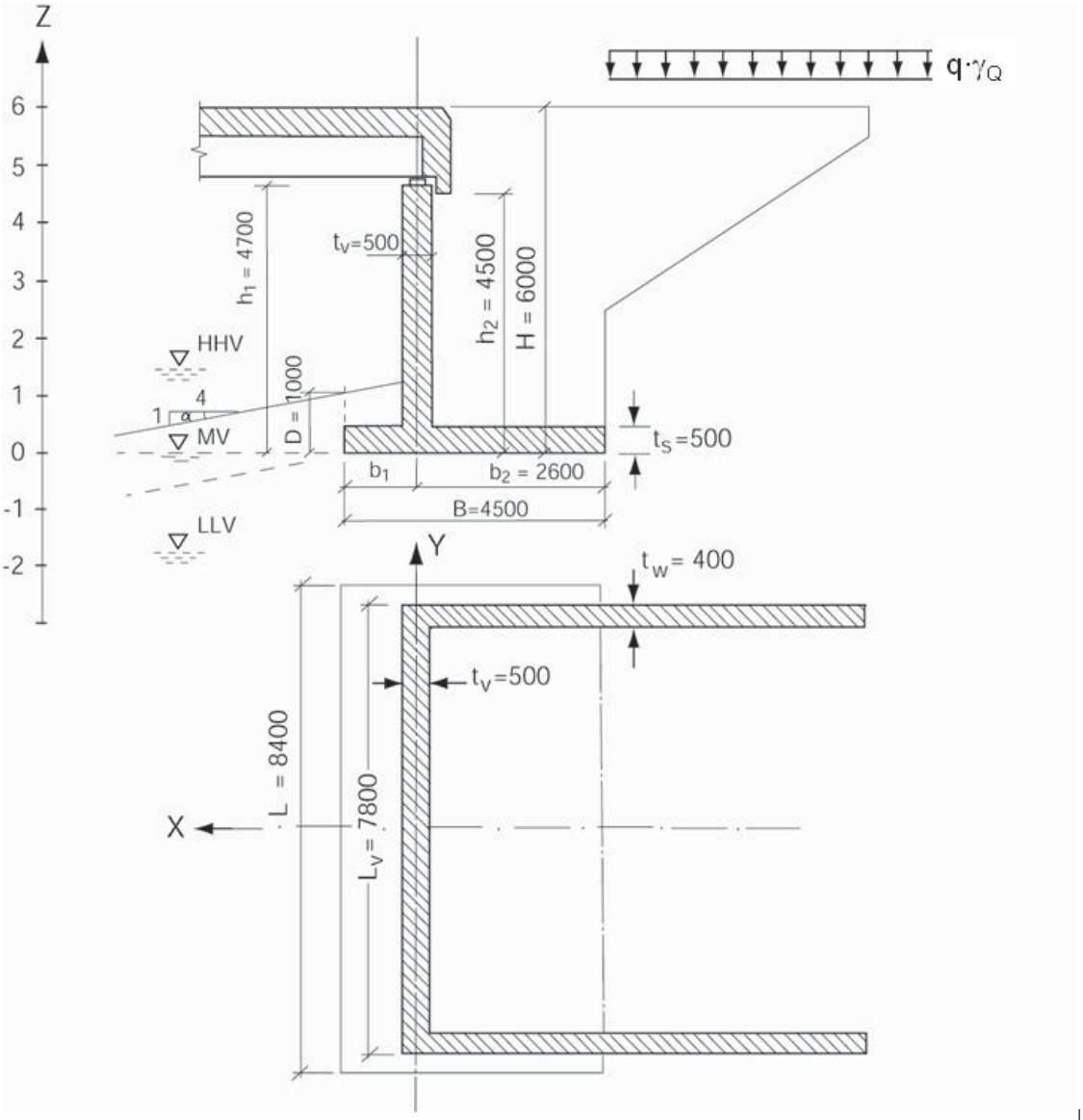
For trafikklast er gjeldende bestemmelser i Håndbok 185 som angitt i 9.4.2, dvs. 20 kPa på 6 m (3 m) vegbredde og 5 kPa på øvrig vegareal. Tidligere var sistnevnte last satt til 3 kPa og denne verdien er benyttet i dette regneeksempelet.

Eksempelet behandler et landkar for en bru som har overbygning med endetverrbjelke som støter mot jorda (se Figur 9.20). Følgende forutsetninger er antatt for bru/landkar

Overgangsplate (avlastingsplate) fra endetverrbjelken og ut i fyllingen er ikke vist, og vil heller ikke påvirke måten å beregne landkaret på. På landkartoppen er det neopren blokklager som antas å gi noe horisontale krefter på landkaret i en langtidssituasjon. (Kryp, svinn, årstidstemperatur.)

Jordtrykk mot bruoverbygningens endetverrbjelke antas å ikke belaste landkaret.

Bremsekrefter langsetter brua antas å bli tatt opp i søyler i øvrige akser eller i kombinasjon med passivt jordtrykk mot endebjelke i bruas motsatte ende. Dette er ikke tatt konkret stilling til i dette eksempelet. Men bruoverbygningens horisontale forskyvning som følge av bremsekrefter antas å gi horisontale krefter ved lagernivå for landkaret i dette eksemplet.



Figur 9.20 Høyt landkar i hellende terreng, målskisse

Kommentar:
Hvis bruoverbygningen ved motsatt ende av brua hadde vært fastholdt, ville jordtrykket for det landkaret belaste landkarveggen helt opp, og horisontalbelastningene fra bruoverbygningen vil bli overført til det landkaret i sin helhet. Det ville i så fall resultert i større nødvendig bredde på den landkarsålen, men disse beregningene er ikke vist her.

Massene det fundamenteres på kan være telefarlige, og overdekningen er ikke nok til å sikre at telen ikke når underkant såle. Det er antatt at dette forholdet er ivaretatt med en markisolasjon som sikrer telefrihet ved uk såle og nedover.

9.6.3.1 Begrensninger forenklinger i eksempelet

Av plasshensyn er det ikke tatt med en fullstendig beregning av landkaret for alle aktuelle lastkombinasjoner og ytre forhold. I eksempelet er det derfor lagt opp til å vise beregningsgangen for én lastkombinasjon i bruddgrensetilstanden, og én lastkombinasjon for bruksgrensetilstanden med tanke på rissberegninger av betongkonstruksjonen.

Egenvekten fra landkarvinger er ikke tatt med spesifikt. Det samme gjelder jord over sålen på yttersiden av sidevangen. Forenklingen vil ikke påvirke resultatet i særlig grad.
I en reell situasjon er det viktig å finne de kritiske lastkombinasjonene i bruddgrensetilstanden mht. grunntrykk og bæreevne, og også med tanke på bruddgrensedimensjonering av betongkonstruksjonene. I bruksgrensetilstanden er målet å finne de lastkombinasjonene som blir dimensjonerende med tanke på rissberegning av betongkonstruksjonene.

Når det gjelder vannstander i elva, er følgende vurdering gjort:
Høyeste vannstand ligger et stykke over sålenivå. Vannstanden vil være lik på begge sider.
For jordtrykk og bæreevneberegninger er det en forenkling til sikre siden å regne vannstanden ved sålefot hva angår jordtrykk, og neddykket tyngdetetthet på overlagringen i bæreevneberegningen. Dette er gjort i eksemplet.

9.6.3.2 Beregningsmetodikk

For beregning av landkar blir det enten brukt å beregne en enhetslengde av landkaret eller å se på hele landkaret som en enhet.

Velges å se på en enhetslengde av landkaret vil lasteksentrisiteter i vegens /bruas tverretning ikke kunne fanges opp. Ved derimot å se på hele landkaret er det lettere å få med slike forhold, og bæreevne i begge retninger kan vurderes.

I dette eksemplet er det valgt å se på hele landkaret som en enhet.

Avrunding av tall medfører at det ikke alltid er helt samsvar mellom tallene som er skrevet opp i beregningene og det utregnede svaret.

9.6.3.3 Geotekniske forutsetninger og parametere

Under sålen er det naturlig avsatt grus /sand. Mot vannet er skråningen foran landkaret erosjonssikret med filterlag og egnet sprengstein. Inni landkaret er det fylt med sand /grus.

<u>Jordparametere:</u>
Under fundament /såle:

Grusig sand
$\varphi = 37°$
$\gamma = 19$ kN/m3
a = 5 kN/m2

Bak og inni landkar:

Sandig grus
$\varphi = 38°$
$\gamma = 18kN/m3$
$a = 0$ kN/m2

Skråningsplastring:

Sprengstein
$\gamma = 19$ kN/m^3

Bruddgrensetilstandsparametere

For det aktuelle landkaret og brua vurderes skadekonsekvens ved brudd som "Meget alvorlig", og bruddmekanismen ved eventuelt brudd som "seigt, dillatant". I henhold til Figur 0.1 i kapittel 0.3.5 blir da $\gamma_M = 1,4$.

Antar at muren roterer om sålen og at muren vil forskyves utover i en bruddsituasjon. Det medfører antagelse av positiv ruhet. I henhold til Figur 9.1 i kapittel 9.2.1 blir
$r = 1/\gamma_M = 1/1,4 = 0,71$

Jordtrykkskoeffisient:

$$\tan\varphi_d = \frac{\tan\varphi}{\gamma_M} = \frac{\tan 38}{1,4} = 0,56$$

K_A bestemmes etter kapittel 5, Figur 5.4.
$\tan\varphi_d = 0,56 \ \wedge \ r = 0,71 \ \Rightarrow \ K_A = 0,30$

For bæreevneberegning:

$$\tan\varphi_d = \frac{\tan\varphi}{\gamma_M} = \frac{\tan 37}{1,4} = 0,54$$

Bruksgrensetilstandsparametere

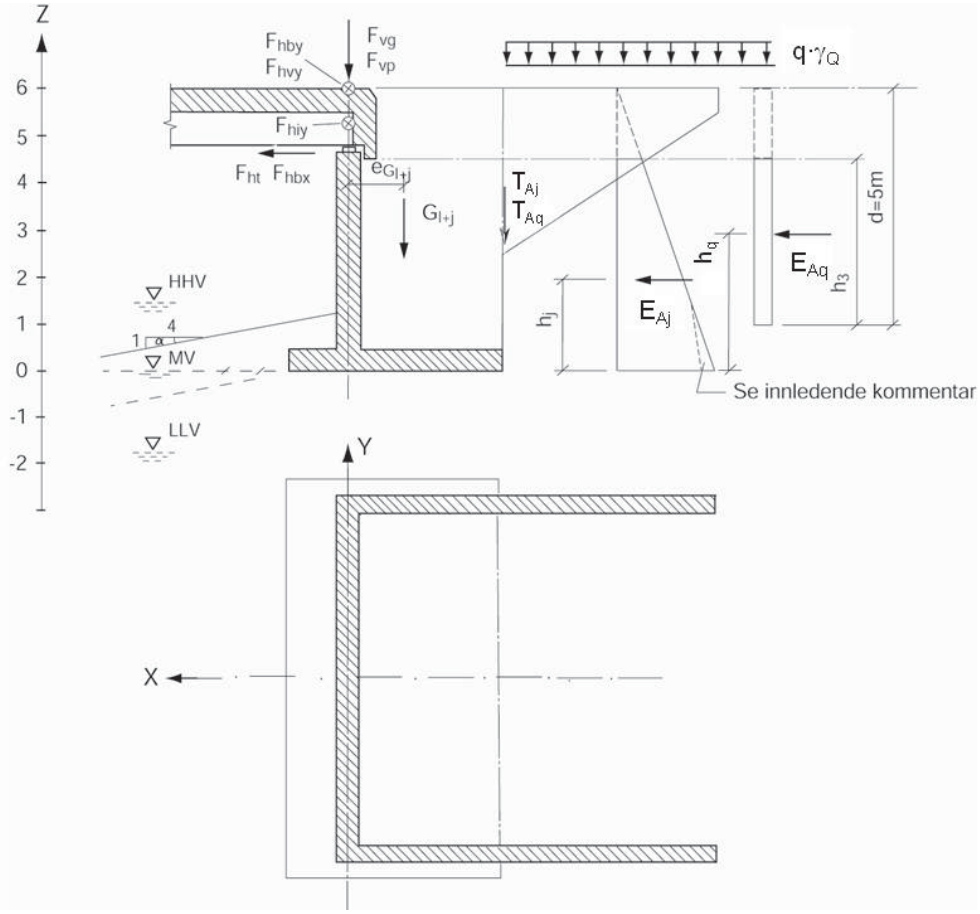
I henhold til kapittel 9.4.2 skal alltid landkar vurderes som "stiv konstruksjon" ved bestemmelse av mobiliseringsgrad i bruksgrense. Vurderes undergrunnen som "middels", får man fra Figur 9.2 i kapittel 9.2.1: $f = 0,65$.

Ut fra antakelsen om positiv ruhet og Figur 9.1 i kapittel 9.2.1, blir $r = f = 0,65$.

Jordtrykkskoeffisient: $\tan\varphi_d = f \cdot \tan\varphi = 0,65 \cdot \tan 38 = 0,51$

K_A bestemmes etter kapittel 5, Figur 5.4.
$\tan\varphi_d = 0,51 \ \wedge \ r = 0,65 \ \Rightarrow \ K_A = 0,33$

9.6.3.4 Laster som virker på konstruksjonen



Figur 9.21 Høyt landkar i hellende terreng, lastskisse

Egenlast av landkar og jord

Det er gjort følgende forenklinger:

Egenvekten av betonglandkaret regnes som vekten av sålen over lengden L og vekten av frontveggen over lengden Lv. Egenvekten av jord regnes som jord inni landkaret over lengden Lv og jord over tåa over lengden L.

$$G_1 = (L \cdot B \cdot t_s + L_v \cdot (h_1 - t_s) \cdot t_v) \cdot 25 = (8,4 \cdot 4,5 \cdot 0,5 + 7,8 \cdot (4,7 - 0,5) \cdot 0,5) \cdot 25 = 882 \text{ kN}$$

$$G_j = (b_2 - 0,5 \cdot t_v) \cdot (H - t_s) \cdot L_v \cdot \gamma + (b_1 - 0,5 \cdot t_v) \cdot (D - t_s) \cdot L \cdot \gamma =$$

$$(2,6 - 0,5 \cdot 0,5) \cdot (6 - 0,5) \cdot 7,8 \cdot 18 + (1,9 - 0,5 \cdot 0,5) \cdot (1,0 - 0,5) \cdot 8,4 \cdot 19 = 1946 \text{ kN}$$

$$G_{l+j} = 882 + 1946 = 2828 \text{ kN}$$

Beregnet eksentrisitet i forhold til Y-aksen: $e_{G_{l+j}} = -0,9227$ m

Jordtrykk fra jord

Det er ikke trukket fra for vanntrykket på den nederste delen.

Jordtrykk ved Z=h_2 over såle: $p_{Ajh2} = (H - h_2) \cdot \gamma \cdot K_A = (6 - 4,5) \cdot 18 \cdot 0,30 = 8,1 \text{ kN/m}^2$

Jordtrykk ved Z=0: $p_{Aj} = H \cdot \gamma \cdot K_A = 6 \cdot 18 \cdot 0,30 = 32,4 \text{ kN/m}^2$

Totalt jordtrykk: $E_{Aj} = (p_{Ajh2} + p_{Aj}) / 2 \cdot h_2 \cdot L_v = (8,1 + 32,4) / 2 \cdot 4,5 \cdot 7,8 = 711 \text{ kN}$

Jordtrykksarm: $h_j = h_2 - \frac{h_2 \cdot (3 \cdot H - h_2)}{3 \cdot (2 \cdot H - h_2)} = 4,5 - \frac{4,5 \cdot (3 \cdot 6 - 4,5)}{3 \cdot (2 \cdot 6 - 4,5)} = 1,8 \text{ m}$

Vert. skjærsp. ved Z=h_2 over såle : $\tau_{Ajh2} = r \cdot \tan\varphi_d \cdot (p_{Ajh2} + a) = 0,71 \cdot 0,56 \cdot (8,1 + 0) = 3,22 \text{ kN/m}^2$

Vert. skjærsp. ved såle : $\tau_{Aj} = r \cdot \tan\varphi_d \cdot (p_{Aj} + a) = 0,71 \cdot 0,56 \cdot (32,4 + 0) = 12,9 \text{ kN/m}^2$

Vertikalkraft: $T_{Aj} = (\tau_{Ajh2} + \tau_{Aj}) \cdot 0,5 \cdot h2 \cdot L_v = (3,22 + 12,9) \cdot 0,5 \cdot 4,5 \cdot 7,8 = 282 \text{ kN}$

Jordtrykk fra trafikklast på terreng

Jordtrykk fra trafikklast : $p_{Aq} = q \cdot K_A = 20 \cdot 0,30 = 6,0 \text{ kN/m}^2$

Virkeshøyde : $h_3 = (d - (H - h_2)) = (5 - (6 - 4,5)) = 3,5 \text{ m}$

Kraften virker med intensiteten p_{Aq} over en bredde 6 m og $3/20 \cdot p_{Aq}$ over resten av bredden. (Hb 185)

(I dette eksempelet er jordtrykkskraften E_{aq} antatt å virke sentrisk, dvs i X-aksen.)

Jordtrykkskraft : $E_{Aq} = p_{Aq} \cdot h_3 \cdot 6 + 3/20 \cdot p_{Aq} \cdot h_3 \cdot (L_v - 6)$

$= 6,0 \cdot 3,5 \cdot 6 + 3/20 \cdot 6,0 \cdot 3,5 \cdot (7,8 - 6) = 132 \text{ kN}$

Jordtrykksarm : $h_q = H - d + h_3/2 = 6 - 5 + 3,5/2 = 2,75 \text{ m}$

Vert. skjærsp. fra traf.last : $\tau_{Aq} = r \cdot \tan\varphi_d \cdot (p_{Aq} + a) = 0,71 \cdot 0,56 \cdot (6,0 + 0) = 2,39 \text{ kN/m}^2$

Vertikalkraft : $T_{Aq} = \tau_{Aq} \cdot h_3 \cdot 6 + 3/20 \cdot \tau_{Aq} \cdot h_3 \cdot (L_v - 6) =$

$= 2,39 \cdot 3,5 \cdot 6 + 3/20 \cdot 2,39 \cdot 3,5 \cdot (7,8 - 6) = 52 \text{ kN}$

Ytre laster fra bruoverbygning som virker på landkar

Disse lastene er beregnet annensteds og er bare hentet inn her med angivelse av størrelse og avstand fra akser.

Egenlast fra bru	$F_{vg} = 1050 \text{ kN}$	$e_{yg} = 0$ (eksentr. om X-aksen)
Svinn, kryp fra bru	$F_{ht} = 50 \text{ kN}$	$h_1 = 4,7 \text{ m}$
Trafikklast på bru	$F_{vq} = 1280 \text{ kN}$	$e_{yp} = 0,4 \text{ m}$ (eksentr. om X-aksen)
Bremselast langs bru	$F_{hbx} = 65 \text{ kN}$	$h_1 = 4,7 \text{ m}$
Bremselast tvers på bru	$F_{hby} = 125 \text{ kN}$	$H = 6,0 \text{ m}$
Islast på overbygning	$F_{hiy} = 130 \text{ kN}$	$(H+h_1) \cdot 0.5 = 5.35 \text{ m}$
Vindlast på overbygning	$F_{hvy} = 28 \text{ kN}$	$H = 6,0 \text{ m}$

(se lastskisse for plassering av laster)

Kommentarer:
Lasten F_{ht} kommer fra forskyvning i lagrene fra svinn og kryp.
Bremselast langsetter bru forutsettes tatt opp i andre konstruksjoner. Lasten F_{hbx} kommer fra lagerforskyvningen (horisontaldeformasjonen av overbygningen) ved opptak av langsgående bremsekrefter. Islasten kommer fra islast på søyler som overføres delvis til overbygningen, og som tas opp som anleggstrykk i Y-retning mot landkaret. Antas å virke i høyde midt mellom H og h_1.
Generelt må man for hvert enkelt landkar, med den aktuelle geometriske utforming, lagertyper, osv., vurdere hvilke krefter som virker og hvor de angriper.

9.6.3.5 Beregning i bruddgrense med bæreevneberegning

Her er medtatt kun én lastkombinasjon for å vise beregningsgangen. I praksis vil man måtte kontrollere flere lastkombinasjoner og kontrollere bæreevne for disse da det ikke alltid vil være åpenbart hvilken lastkombinasjon som vil være dimensjonerende ved bæreevnekontrollen.

Lastfaktorer
Lastfaktorer for brudd- og bruksgrensetilstanden er iht. hb 185 Prosjekteringsregler for bruer. Den viste lastkombinasjon er en "kombinasjon a" med følgende lastfaktorer:

Egenlast fra bru	F_{vg}	$\gamma_{G;sup} = 1,2$
Svinn og kryp	F_{ht}	$\gamma_{G;sup} = 1,0$
Egenlast landkar	F_{vg}	$\gamma_{G;sup} = 1,2$
Trafikklast på bru	F_{vq}	$\gamma_Q = 1,3$
Bremselast langs bru	F_{hbx}	$\gamma_Q = 1,3$
Bremselast tvers bru	F_{hby}	$\gamma_Q = 1,3$
Hor. jordtrykk fra jord	E_{Aj}	$\gamma_{G;sup} = 1,0$
Vert. skjærkraft fra jord	T_{Aj}	$\gamma_{G;sup} = 1,0$
Hor. jordtrykk fra trafikk	E_{Aq}	$\gamma_Q = 0$
Vert. skjærkraft fra trafikk	T_{Aq}	$\gamma_Q = 0$
Islast på overbygning	F_{hiy}	$\gamma_Q = 0$
Vindlast på overbygning	F_{hvy}	$\gamma_Q = 0$

Krefter ved sålefot
Lastene virker i skjæringspunktet mellom X- og Y-aksen med eksentrisiteter /momenter som angitt.

Summert vertikalkraft: $\Sigma V = F_{vg} \cdot \gamma_{G;sup} + G_{1+j} \cdot \gamma_{G;sup} + F_{vq} \cdot \gamma_Q + T_{Aj} \cdot \gamma_{G;sup} + T_{Aq} \cdot \gamma_Q$

$= 1050 \cdot 1,2 + 2828 \cdot 1,2 + 1280 \cdot 1,3 + 282 \cdot 1,0 + 0 = 6600 \text{ kN}$

Summert hor.kraft i X-retn.: $\Sigma H_x = F_{ht} \cdot \gamma_{G;sup} + F_{hbx} \cdot \gamma_Q + E_{Aj} \cdot \gamma_{G;sup} + E_{Aq} \cdot \gamma_Q$

$= 50 \cdot 1,0 + 65 \cdot 1,3 + 711 \cdot 1,0 + 0 = 846 \text{ kN}$

Summert hor.kraft i Y-retn.: $\Sigma H_y = F_{hby} \cdot \gamma_Q + F_{hvy} \cdot \gamma_Q = 125 \cdot 1,3 + 0 = 163 \text{ kN}$

Moment om X-aksen: $\Sigma M_x = F_{vq} \cdot \gamma_Q \cdot e_{yq} + F_{hby} \cdot \gamma_Q \cdot H + F_{hiy} \cdot \gamma_Q \cdot (H + h_1) \cdot 0.5 + F_{hvy} \cdot \gamma_Q \cdot H$

$= 1280 \cdot 1,3 \cdot 0,4 + 125 \cdot 1,3 \cdot 6 + 0 + 0 = 1641 \text{ kN}$

Moment om Y-aksen: $\Sigma M_y = F_{ht} \cdot \gamma_{G;sup} \cdot h_1 + G_{1+j} \cdot \gamma_{G;sup} \cdot e_{G_{1+j}} + F_{hbx} \cdot \gamma_Q \cdot h_1 + E_{Aj} \cdot \gamma_{G;sup} \cdot h_j$

$- T_{Aj} \cdot \gamma_{G;sup} \cdot b_2 + E_{Aq} \cdot \gamma_Q \cdot h_q - T_{Aq} \cdot \gamma_Q \cdot b_2 =$

$= 50 \cdot 1,0 \cdot 4,7 - 2828 \cdot 1,2 \cdot 0,9227 + 65 \cdot 1,3 \cdot 4,7 + 711 \cdot 1,0 \cdot 1,8$

$- 282 \cdot 1,0 \cdot 2,6 + 0 - 0 = -1952 \text{ kN}$

Eksentrisitet i X-retning: $e_x = \frac{\Sigma M_y}{\Sigma V} = \frac{-1952}{6600} = -0,296 \text{ m}$

Effektiv bredde i X-retning: $B_{ox} = (b_1 - e_x) \cdot 2 = (1,9 - (-0,296)) \cdot 2 = 4,39 \text{ m}$

Eksentrisitet i Y-retning: $e_y = \frac{\Sigma M_x}{\Sigma V} = \frac{1641}{6600} = 0,25 \text{ m}$

Effektiv bredde i Y-retning: $B_{oy} = (0,5 \cdot 1 - e_y) \cdot 2 = (0,5 \cdot 8,4 - 0,25) \cdot 2 = 7,90 \text{ m}$

Effektivt fundamentareal: $A_o = B_{ox} \cdot B_{oy} = 4,39 \cdot 7,90 = 34,7 \text{ m}^2$

Overført fundamenttrykk: $q_v = \frac{\Sigma V}{A_o} = \frac{6600}{34,7} = 190 \text{ kN/m}^2$

Ruhet under såle: $r_b = \frac{\sqrt{\Sigma H_x{}^2 + \Sigma H_y{}^2}}{A_o \cdot (q_v + a) \cdot \tan \varphi_d} = \frac{\sqrt{846^2 + 163^2}}{34.7 \cdot (190 + 5) \cdot 0,54} = 0,24$

En mulig måte å vurdere bæreevnen på for et fundament med krefter om 2 akser i horisontalplanet, kan være å vurdere bæreevnen for X-retning og Y-retning hver for seg.

<u>Bæreevne for X-retning</u>

Man ser da på geometrien som har relevans i X-retningen sammen med ruhet r_{bx} og bæreevnefaktorer N_{qx} og $N_{\gamma x}$ for samme retningen.

Ved skrånende terreng foran landkaret beregnes reduksjonsfaktorene f_{sa} og f_{sq} iht. til kapittel 6.2.1. For tan α=0,25 og tan φ_d = 0,54 blir f_{sa} = 0,73 og f_{sq} = 0,59.

Formlene for f_{sa} og f_{sq} og justert Figur 6.8 i kapittel 6.2.1 gir noe lavere verdi for f_{sq} enn verdien vist ovenfor (f_{sq} = 0,48). I regneeksemplet er imidlertid f_{sq} = 0,59 opprettholdt.

Ruhet for X-retningen blir: $r_{bx} = \frac{\Sigma H_x}{A_o \cdot (q_v + a) \cdot \tan \varphi_d} = \frac{846}{34,7 \cdot (190+5) \cdot 0,54} = 0,23$

Ruhet $r_{bx} = 0,23$ og $\tan\varphi_d = 0,54$ gir følgende bæreevnefaktorer iht. kap. 6: $N_{qx} = 12$ og $N_{\gamma x} = 11$

Midlere vert. bæreevne: $\bar{\sigma}_{vx} = f_{sq} \cdot \left(N_{qx} \cdot p' + ½ \cdot N_{\gamma x} \cdot \gamma' \cdot B_{0x} \right) + \left(N_{qx} \cdot f_{sa} - 1 \right) \cdot a - N_u \cdot \Delta\bar{u}_b$

$= 0,59 \cdot (12 \cdot 9 \cdot 1 + ½ \cdot 11 \cdot 9 \cdot 4,39) + (12 \cdot 0,73 - 1) \cdot 5 - 0 = 231 \text{ kN/m}^2$

Bæreevneutnyttelse: $u = \frac{q_v}{\bar{\sigma}_{vx}} = \frac{190}{231} = 0,82 \quad \leq 1,0 \quad \text{OK.}$

Bæreevne for Y-retning

Man ser da på geometrien som har relevans i Y-retningen sammen med ruhet r_{by} og bæreevnefaktorer N_{qy} og $N_{\gamma\psi}$ for samme retningen. Her forutsettes at landkaret ligger i fylling og at sideskråningen er lik skråningen foran landkaret.

Ved skrånende terreng foran landkaret beregnes reduksjonsfaktorene f_{sa} og f_{sq} iht. til kapittel 6.2.1. For tan α = 0,25 og tan φ_d = 0,54 blir f_{sa} = 0,73 og f_{sq} = 0,59.

Formlene for f_{sa} og f_{sq} og justert Figur 6.8 i kapittel 6.2.1 gir noe lavere verdi for f_{sq} = 0,48 enn verdien vist ovenfor. I regneeksemplet er imidlertid f_{sq} = 0,59 opprettholdt.

Ruhet for Y-retningen blir: $r_{by} = \frac{\Sigma H_y}{A_o \cdot (q_v + a) \cdot \tan \varphi_d} = \frac{163}{34,7 \cdot (190+5) \cdot 0,54} = 0,04$

Ruhet $r_{by} = 0,04$ og $\tan\varphi_d = 0,54$ gir følgende bæreevnefaktorer iht. kap. 6: $N_{qy} = 15$ og $N_{\gamma y} = 15$

Midlere vert. bæreevne: $\bar{\sigma}_{vy} = f_{sq} \cdot \left(N_{qy} \cdot p' + ½ \cdot N_{\gamma y} \cdot \gamma' \cdot B_{0y} \right) + \left(N_{qy} \cdot f_{sa} - 1 \right) \cdot a - N_u \cdot \Delta\bar{u}_b$

$= 0,59 \cdot (15 \cdot 9 \cdot 1 + ½ \cdot 15 \cdot 9 \cdot 7,9) + (15 \cdot 0,73 - 1) \cdot 5 - 0 = 444 \text{ kN/m}^2$

Bæreevneutnyttelse: $u = \frac{q_v}{\bar{\sigma}_{vy}} = \frac{190}{444} = 0,43 \quad \leq 1,0 \quad \text{OK.}$

Konklusjon

For den gitte lastkombinasjon er bæreevnen tilfredsstillende med en utnyttelse på 0,82.
Vi har også funnet alle kreftene som virker i denne lastkombinasjonen, og er i stand til å kunne beregne snittkrefter i aktuelle snitt for bruddgrensedimensjonering av betongkonstruksjonen
Ved en normal landkarberegning må også andre lastkombinasjoner undersøkes.

9.6.3.6 Beregning i bruksgrense

Denne beregning er tatt med for å vise en beregning i bruksgrensetilstanden og som kan brukes til for eksempel rissvidde kontroll av betongkonstruksjonen.

I bruksgrensetilstanden er parametrene som påvirker jordtrykket endret, og det er derfor nødvendig å beregne jordtrykk fra jord og jordtrykk fra trafikklast på terreng på nytt.

Jordtrykk fra jord

Det er ikke trukket fra for vanntrykket på den nederste delen.

Jordtrykk ved Z=h2 over såle: $p_{Ajh2} = (H - h_2) \cdot \gamma \cdot K_A = (6 - 4{,}5) \cdot 18 \cdot 0{,}33 = 8{,}91 \text{ kN/m}^2$

Jordtrykk ved Z=0: $p_{Aj} = H \cdot \gamma \cdot K_A = 6 \cdot 18 \cdot 0{,}33 = 35{,}64 \text{ kN/m}^2$

Totalt jordtrykk: $E_{Aj} = (p_{Ajh2} + p_{Aj}) / 2 \cdot h_2 \cdot L_v = (8{,}91 + 35{,}64) / 2 \cdot 4{,}5 \cdot 7{,}8 = 782 \text{ kN}$

Jordtrykksarm: $h_j = h_2 - \dfrac{h_2 \cdot (3 \cdot H - h_2)}{3 \cdot (2 \cdot H - h_2)} = 4{,}5 - \dfrac{4{,}5 \cdot (3 \cdot 6 - 4{,}5)}{3 \cdot (2 \cdot 6 - 4{,}5)} = 1{,}8 \text{ m}$

Vert. skjærsp. ved Z=h_2 over såle : $\tau_{Ajh2} = r \cdot \tan\varphi_d \cdot (p_{Ajh2} + a) = 0{,}65 \cdot 0{,}51 \cdot (8{,}91 + 0) = 2{,}94 \text{ kN/m}^2$

Vert. skjærsp. ved såle : $\tau_{Aj} = r \cdot \tan\varphi_d \cdot (p_{Aj} + a) = 0{,}65 \cdot 0{,}51 \cdot (35{,}64 + 0) = 11{,}75 \text{kN/m}^2$

Vertikalkraft: $T_{Aj} = (\tau_{Ajh2} + \tau_{Aj}) \cdot 0{,}5 \cdot h2 \cdot L_v = (2{,}94 + 11{,}75 \cdot 0{,}5 \cdot 4{,}5 \cdot 7{,}8 = 258 \text{ kN}$

Jordtrykk fra trafikklast på terreng

Jordtrykk fra trafikklast : $p_{Aq} = q \cdot K_A = 20 \cdot 0{,}33 = 6{,}6 \text{ kN/m}^2$

Virkeshøyde : $h_3 = (d - (H - h_2)) = (5 - (6 - 4{,}5)) = 3{,}5 \text{ m}$

Kraften virker med intensiteten p_{Aq} over en bredde 6 m og $3/20 \cdot p_{Aq}$ over resten av bredden. (Hb 185)

(I dette eksempelet er jordtrykkskraften E_{aq} antatt å virke sentrisk, dvs i X-aksen.)

Jordtrykkskraft : $E_{Aq} = p_{Aq} \cdot h_3 \cdot 6 + 3/20 \cdot p_{Aq} \cdot h_3 \cdot (L_v - 6)$

$= 6{,}6 \cdot 3{,}5 \cdot 6 + 3/20 \cdot 6{,}6 \cdot 3{,}5 \cdot (7{,}8 - 6) = 145 \text{ kN}$

Jordtrykksarm : $h_q = H - d + h_3/2 = 6 - 5 + 3{,}5/2 = 2{,}75 \text{ m}$

Vert. skjærsp. fra traf.last : $\tau_{Aq} = r \cdot \tan\varphi_d \cdot (p_{Aq} + a) = 0{,}65 \cdot 0{,}51 \cdot (6{,}6 + 0) = 2{,}19 \text{ kN/m}^2$

Vertikalkraft : $T_{Aq} = \tau_{Aq} \cdot h_3 \cdot 6 + 3/20 \cdot \tau_{Aq} \cdot h_3 \cdot (L_v - 6) =$

$= 2{,}19 \cdot 3{,}5 \cdot 6 + 3/20 \cdot 2{,}19 \cdot 3{,}5 \cdot (7{,}8 - 6) = 48 \text{ kN}$

I det videre er det her også kun medtatt én lastkombinasjon for å vise beregningsgangen.

Lastfaktorer

Lastfaktorer for brudd- og bruksgrensetilstanden er iht. hb 185 Prosjekteringsregler for bruer.
Den viste lastkombinasjon er en "kombinasjon b" med følgende lastfaktorer:

Egenlast fra bru	F_{vg}	$\gamma_{G;sup} = 1{,}0$
Svinn og kryp	F_{ht}	$\gamma_{G;sup} = 1{,}0$
Egenlast landkar	F_{vg}	$\gamma_{G;sup} = 1{,}0$
Trafikklast på bru	F_{vq}	$\gamma_Q = 0{,}5$
Bremselast langs bru	F_{hbx}	$\gamma_Q = 0{,}5$
Bremselast tvers bru	F_{hby}	$\gamma_Q = 0{,}5$
Hor. jordtrykk fra jord	E_{Aj}	$\gamma_{G;sup} = 1{,}0$
Vert. skjærkraft fra jord	T_{Aj}	$\gamma_{G;sup} = 1{,}0$
Hor. jordtrykk fra trafikk	E_{Aq}	$\gamma_Q = 0$
Vert. skjærkraft fra trafikk	T_{Aq}	$\gamma_Q = 0$
Islast på overbygning	F_{hiy}	$\gamma_Q = 0{,}35$
Vindlast på overbygning	F_{hvy}	$\gamma_Q = 0{,}35$

Krefter ved sålefot

Lastene virker i skjæringspunktet mellom X- og Y-aksen med eksentrisiteter /momenter som angitt.

Summert vertikalkraft: $\Sigma V = F_{vg} \cdot \gamma_{G;sup} + G_{l+j} \cdot \gamma_{G;sup} + F_{vq} \cdot \gamma_Q + T_{Aj} \cdot \gamma_{G;sup} + T_{Aq} \cdot \gamma_Q$

$= 1050 \cdot 1,0 + 2828 \cdot 1,0 + 1280 \cdot 0.5 + 258 \cdot 1,0 + 0 = 4776$ kN

Summert hor.kraft i X-retn.: $\Sigma H_x = F_{ht} \cdot \gamma_{G;sup} + F_{hbx} \cdot \gamma_Q + E_{Aj} \cdot \gamma_{G;sup} + E_{aq} \cdot \gamma_Q$

$= 50 \cdot 1,0 + 65 \cdot 0.5 + 782 \cdot 1,0 + 0 = 864$ kN

Summert hor.kraft i Y-retn.: $\Sigma H_y = F_{hby} \cdot \gamma_{G;sup} + F_{hiy} \cdot \gamma_Q + F_{hvy} \cdot \gamma_Q$

$= 125 \cdot 0,5 + 130 \cdot 0,35 + 28 \cdot 0,35 = 118$ kN

Moment om X-aksen: $\Sigma M_x = F_{vq} \cdot \gamma_Q \cdot e_{yq} + F_{hby} \cdot \gamma_Q \cdot H + F_{hiy} \cdot \gamma_Q \cdot (H + h_1) \cdot 0.5 + F_{hvy} \cdot \gamma_Q \cdot H$

$= 1280 \cdot 0,5 \cdot 0,4 + 125 \cdot 0,5 \cdot 6 + 130 \cdot 0.35 \cdot 5.35 + 28 \cdot 0,35 \cdot 6 = 933$ kN

Moment om Y-aksen: $\Sigma M_y = F_{ht} \cdot \gamma_{G;sup} \cdot h_1 + G_{l+j} \cdot \gamma_{G;sup} \cdot e_{G_{l+j}} + F_{hbx} \cdot \gamma_Q \cdot h_1 + E_{Aj} \cdot \gamma_{G;sup} \cdot h_j$

$- T_{Aj} \cdot \gamma_{G;sup} \cdot b_2 + E_{Aq} \cdot \gamma_Q \cdot h_q - T_{Aq} \cdot \gamma_Q \cdot b_2 =$

$= 50 \cdot 1,0 \cdot 4,7 - 2828 \cdot 1,0 \cdot 0,9227 + 65 \cdot 0,5 \cdot 4,7 + 782 \cdot 1,0 \cdot 1,8$

$- 258 \cdot 1,0 \cdot 2,6 + 0 - 0 = -1485$ kN

Eksentrisitet i X-retning: $e_x = \frac{\Sigma M_y}{\Sigma V} = \frac{-1485}{4776} = -0,31$ m

Effektiv bredde i X-retning: $B_{ox} = (b_1 - e_x) \cdot 2 = (1,9 - (-0,31)) \cdot 2 = 4,42$ m

Eksentrisitet i Y-retning: $e_y = \frac{\Sigma M_x}{\Sigma V} = \frac{933}{4776} = 0,195$ m

Effektiv bredde i Y-retning: $B_{oy} = (0,5 \cdot 1 - e_y) \cdot 2 = (0,5 \cdot 8,4 - 0,195) \cdot 2 = 8,01$ m

Effektivt fundamentareal: $A_o = B_{ox} \cdot B_{oy} = 4,42 \cdot 8,01 = 35,4$ m^2

Overført fundamenttrykk: $q_v = \frac{\Sigma V}{A_o} = \frac{4776}{35,4} = 135$ kN/m^2

Konklusjon

For den gitte laskombinasjon har vi nå funnet alle kreftene som virker, og er i stand til å kunne beregne snittkrefter i aktuelle snitt til rissviddekontroll av betongkonstruksjonen. Ved en normal landkarberegning må også andre lastkombinasjoner undersøkes.

9.6.3.7 Sammendrag av resultater fra andre lastkombinasjoner

Her vises i tabellform en oversikt over de viktigste nøkkeltall som fremkommer ved beregning av noen andre lastkombinasjoner i bruddgrensetilstanden.

Kombinasjoner og lastfaktorer:			Bruddgr. Komb. a1	Bruddgr. Komb. a2	Bruddgr. Komb. a3	Bruddgr. Komb. b1
Egenvekt bru			1.2	1.2	1.2	1.0
Egenvekt bru			1.0	1.0	-	1.0
Egenvekt landkar			1.2	1.2	1.2	1.0
Trafikklast bru			1.3	0.2	-	1.2
Bremselast bru			1.3	-	-	1.2
Bremselast bru			1.3	-	-	1.2
Jordtrykk jord			1.0	1.0	1.0	1.0
Jordtrykk jord			1.0	1.0	1.0	1.0
Jordtrykk trafikk			-	1.3	1.3	-
Jordtrykk trafikk			-	1.3	1.3	-
Islast			-	-	-	0.8
Vindlast			-	-	-	0.8
Resulterende lastvirkning						
Sum vertikallast	V=	(kN)	6600	5260	5004	5696
Sum horisontallast x-retn.	Hx=	(kN)	846	932	882	839
Sum horisontallast y-retn.	Hy=	(kN)	163	0	0	238
Sum moment (kNm)	SMX=	(kNm)	1641	102	0	2000
Sum moment (kNm)	SMY=	(kNm)	-1952	-2055	-2290	-1461
Fundamenttrykk						
Eksentrisitet i x-retn.	ex=	(m)	-0.30	-0.39	-0.46	-0.26
Eff. bredde i x-retn.	Box=	(m)	4.39	4.42	4.28	4.31
Eksentrisitet i y-retn.	ey=	(m)	0.25	0.02	0.00	0.35
Eff. bredde i y-retn.	Boy=	(m)	7.90	8.36	8.40	7.70
Effektivt areal	Ao=	(m2)	34.71	36.94	35.99	33.20
Fundamenttrykk	qv=	(kN/m2)	190	142	139	172
Kontroll av ruhet						
Ruhet	rb=		0.24	0.32	0.32	0.28
Bæreevne for X-retning:						
Ruhet	rbx=		0.23	0.32	0.32	0.27
Bæreevnefaktor	Nqx=		12	11	11	12
Bæreevnefaktor	Nyx=		11	9	9	10
Korreksjonsfaktor	fsq=		0.59	0.59	0.59	0.59
Korreksjonsfaktor	fsa=		0.73	0.73	0.73	0.73
Midl. eff. vert. bæreevne	sigv'=	(kN/m2)	231	199	196	217
Utnyttelse		(%)	82%	71%	71%	79%
Bæreevne for Y-retning:						
Ruhet	rby=		0.04	0.00	0.00	0.08
Bæreevnefaktor	Nqy=		15	15	15	14
Bæreevnefaktor	Nyy=		15	16	16	14
Korreksjonsfaktor	fsq=		0.59	0.59	0.59	0.59
Korreksjonsfaktor	fsa=		0.73	0.73	0.73	0.73
Midl. eff. vert. bæreevne	sigv'=	(kN/m2)	444	485	486	407
Utnyttelse		(%)	43%	29%	29%	42%

(Greske bokstaver mangler i tabellen samt riktig størrelse og plassering av indekser.)
Kommentar: Lastfaktoren for trafikklast fra bru i komb. a2 tilsvarer trafikklast på 9 kN/m pr lastspor på brua.

Figur 9.22 Sammendrag av resultater fra andre lastkombinasjoner

9.6.3.8 Avsluttende kommentar

For å finne den optimale formen på et landkar med hensyn til grunntrykk og bæreevne, vil det ofte være lurt å finne den antatt ugunstigste lastkombinasjon, og deretter teste forskjellige sålebredder med varierende forhold mellom b_1 og b_2. En slik gjennomgang er tidkrevende å utføre manuelt, men tar liten tid å gjennomføre ved bruk av regneark eller andre elektroniske regneprogram.

9.7 SYMBOLLISTE

Symbol	Forklaring	
a	attraksjon	
a_e	ekvivalent attraksjon	
α	helning av terreng ved fot	
b/b_b	Murbredde/tilleggsmurbredde	
b_t	murbredde øverst	
b_b	murbredde ved bunn	
b_1	tå-delen av sålebredde	
b_2	hæl-delen av sålebredde	
B	fundamentbredde	
B_0	effektiv fundamentbredde	
β	helning av terreng bak mur	
c	momentarm	
c_u	udrenert skjærfasthet	
d	dybde	
d	murhelning	
d_b	murhelning i bakkant mur	
D	overfyllingshøyde ved fundamenttå	
δ	helningsvinkel	
e	momentarm/eksentrisitet	
E_A	lastvirkning fra aktivt jordtrykk	
E_P	lastvirkning fra passivt jordtrykk	
E_h	total horisontal lastvirkning	
F_v	vertikal last	
F_{Htx}, F_h	horisontal last	
f	mobiliseringsgrad	
f_{sa}	reduksjonsfaktor	
f_{sq}	reduksjonsfaktor	
φ	friksjonsvinkel	
φ_d	Dimensjonerende friksjonsvinkel	
G	last	
G_v	vekt av tørrmur	
G_{l+j}	egenvekt av landkar og jord	
γ	tyngdetetthet	
γ_{bet}	tyngdetetthet av betong	
γ_F	partialfaktor for lastvirkning	
γ_G	partialfaktor for egenlast	
γ_Q	partialfaktor for variabel last	
γ_M	partialfaktor for materialfasthet	
H	høyde	
h_1	lagerhøyde over underkant såle	
h_2	jordtrykkshøyde over underkant såle	
h_3	virkeshøyde av jordtrykk fra nyttelast på terr.	

h_j	avst. fra såle til tp. av jordtrykk fra jord	
h_q	avst. fra såle til tp. av jordtrykk fra nyttelast	
H_{sy}	horisontal belastning	
H_{vy}	horisontal belastning	
K_0	hviletrykkskoeffisient	
K_A	jordtrykkskoeffisient - aktivt jordtrykk	
K_P	jordtrykkskoeffisient – passivt jordtrykk	
K_δ	reduksjonsfaktor	
L_0	effektiv fundamentlengde	
L_{MIN}	minimum lengde til friksjonsplate	
L_{opt}	optimal platelengde	
L, L_s	lengde av såle	
L_v	lengde av vegg	
M_0	moment om 0	
M_m	moment om m	
N_c	bæreevnefaktor	
N_γ	bæreevnefaktor	
N_q	bæreevnefaktor	
N_E	endemotstandsfaktor	
N_F	friksjonsfaktor	
p_A	aktivt jordtrykk	
p_{Aj}	aktivt jordtrykk - bidrag fra jord	
p_{Aq}	aktivt jordtrykk - bidrag fra nyttelast	
Q	variabel last	
q	nyttelast	
q_γ	nyttelast inkludert partialfaktor for lastvirkning	
q_h	horisontalt såletrykk	
q_v	vertikalt såletrykk	
R_v	vertikal reaksjonskraft	
r	ruhet	
r_b	fundamentruhet	
r_{xy}	ruhet i fundamentfugen	
r_v	ruhet bak mur	
σ_v	vertikal bæreevne	
T	tykkelse	
T_A	skjærkraft	
T_{Aj}	skjærkraft – bidrag fra jord	
T_{Aq}	skjærkraft – bidrag fra nyttelast	
t_s	tykkelse av såle	
t_v/t_w	tykkelse av vegg/vingemur	
τ_A	skjærspenning	
τ_d	skjærspenning	
Z	dybde	

9.8 REFERANSELISTE

1. *Tørrmuring med maskin*, *Håndbok 182*. 1995, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.
2. *Vegbygging*, *Håndbok 018*. 2005, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.
3. *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, *Håndbok 274*. 2008, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.
4. *Bruprosjektering*, *Håndbok 185*. 2009, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.
5. Borge Pedersen, K., Knutson, Å., *Forankring med bergbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på berg.*, *Intern rapport nr. 2374*. 2004, Vegdirektoratet: Oslo. p. 31.
6. Bowles, J.E., *Foundation analysis and design*. 1986.
7. Døssland, T., *Forankring av støttekonstruksjonar med horisontale friksjonselement*. 1980, Institutt for geoteknikk og fundamenteringslære, Norges tekniske høgskole, Universitetet i Trondheim: Trondheim. p. viii, 256 s.
8. Eggestad, Å., *Dimensjonering av tørrmurer og blokkmurer. SK-kurs i støttekonstruksjoner, Rica Hell Hotell 4.-5. juni 1997*, *Intern rapport nr 2242*. 1997, Teknologiavdelingen, Vegdirektoratet: Oslo.
9. Fredriksen, K.S., *Tørrmuring med naturstein og gravemaskin. Rapport fra stipendreise. Beregning*, *Rapport nr. 101, Laboratorieserien*. 1999, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.
10. Institutt for Geoteknikk og Fundamentering, *Geotekniske beregningsprinsipper*, *EEU-kurs:*. 1979, Norges Tekniske Høgskole: Trondheim.
11. Janbu, N., Bjerrum, L., Kjærnsli, B., *Veiledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver*, *Publikasjon nr. 16*. 1956, Norges Geotekniske Institutt: Oslo.
12. Janbu, N., *Grunnlag i geoteknikk*. 1970, Trondheim: Tapir forlag.
13. Standard Norge, *NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 Eurokode 7:Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler*. 2008, Standard Norge: Oslo.

Kapittel 10

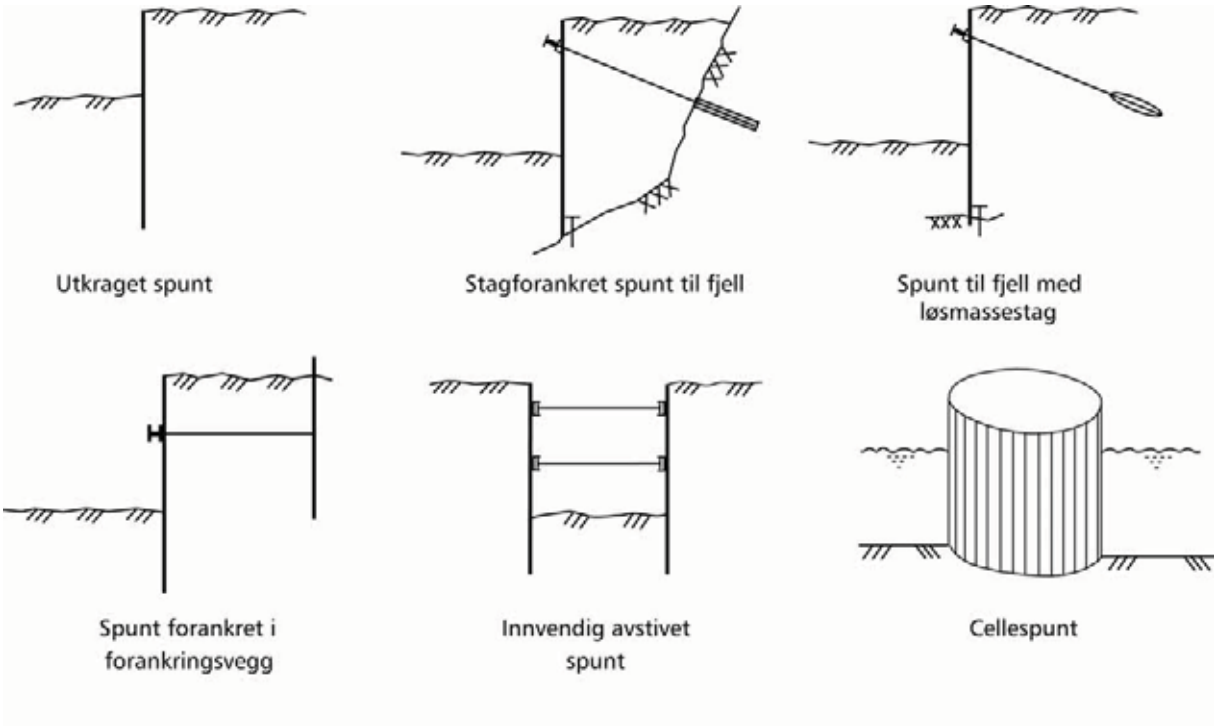
SPUNTKONSTRUKSJONER

10.1 INNLEDNING 10-3
10.1.1 Grunnlag for dimensjonering 10-4
10.2 DIMENSJONERINGSPRINSIPPER 10-5
10.2.1 Nødvendige analyser 10-5
10.2.2 Analysemetoder 10-6
10.2.3 Grensetilstander 10-6
10.2.3.1 Bruddgrensetilstanden 10-7
10.2.3.2 Bruksgrensetilstanden 10-7
10.2.3.3 Ulykketilstanden 10-7
10.3 SPUNT 10-7
10.3.1 Ruheter 10-7
10.3.2 Vanntrykk 10-9
10.3.3 Utkraget spunt 10-10
10.3.4 Forankrede spuntvegger 10-12
10.3.5 Innvendig avstivet spunt 10-15
10.3.6 Cellespunt 10-17
10.3.7 Temporær spunt, prosjekteringsprinsipper 10-19
10.3.8 Permanent spunt, prosjekteringsprinsipper 10-19
10.4 STABILITET AV BYGGEGROP 10-20
10.4.1 Bunnoppressing 10-20
10.4.2 Hydraulisk grunnbrudd. 10-21
10.4.3 Bunnheving 10-23
10.4.4 Anleggstekniske forhold. 10-23
10.4.5 Tiltak for å bedre stabilitet av byggegrop. 10-23
10.5 AVSTIVNINGER 10-24
10.5.1 Innvendige avstivninger 10-24
10.5.2 Forankringer - stag 10-24
10.5.2.1 Injiserte stag i berg. 10-25
10.5.2.2 Løsmassestag. 10-33
10.5.2.3 Vertikal forankringsvegg. 10-35
10.5.2.4 Horisontal forankringsplate. 10-36
10.5.3 Puter 10-36
10.5.3.1 Bruddgrensebetraktning 10-36
10.5.3.2 Ulykkestilstand 10-37
10.5.3.3 Temporære puter, prosjekteringsprinsipper 10-37
10.5.3.4 Permanente puter, prosjekteringsprinsipper 10-38
10.5.4 Spuntfot 10-38
10.5.4.1 Horisontal kapasitet 10-38
10.5.4.2 Temporære fotbolter, prosjekteringsprinsipper 10-40
10.5.4.3 Permanente fotbolter, prosjekteringsprinsipper 10-40
10.5.4.4 Vertikal kapasitet 10-40
10.6 SPUNTBEREGNINGER - EKSEMPLER 10-41
10.6.1 Håndregning 10-41
10.6.1.1 Utkraget spunt 10-41

10.6.1.2 Stagforankret spunt 10-43
10.6.1.3 Innvendig avstivet spunt og sikkerhet mot bunnoppressing 10-47
10.6.1.4 Sikkerhet mot hydraulisk grunnbrudd. 10-48
10.6.1.5 Eksempel på beregning av nødvendig forankringslengde i berg 10-49
10.6.2 Samvirkeprogrammer 10-51
10.6.2.1 GeoSuite Spunt (tidligere Spunt-A3) 10-51
10.7 PRAKTISKE HENSYN 10-58
10.7.1 Hensyn til omgivelser 10-58
10.7.2 Rammetekniske forhold 10-58
10.7.2.1 Aktuelt rammeutstyr: 10-58
10.7.2.2 Tiltak for å bedre rammeforholdene og -resultatene: 10-59
10.7.3 Hensyn ved stag og stivere 10-59
10.7.3.1 Plassering av innvendige stivere. 10-59
10.7.3.2 Plassering av stag. 10-59
10.7.3.3 Boring av stag. 10-59
10.7.3.4 Tetting av staghull. 10-59
10.7.3.5 Tetting av spuntfot 10-59
10.7.4.1 Hensyn til rigg og drift 10-60
10.8 ANLEGGSKONTROLL 10-60
10.8.1 Kontroll av spunt og spuntfot 10-60
10.8.1.1 Kontroll før oppstart: 10-60
10.8.1.2 Kontroll under arbeidene: 10-61
10.8.2 Kontroll av stag 10-61
10.8.2.1 Kontroll før oppstart: 10-61
10.8.2.2 Kontroll under arbeidene: 10-61
10.9 SYMBOLLISTE 10-62
10.10 REFERANSELISTE 10-63

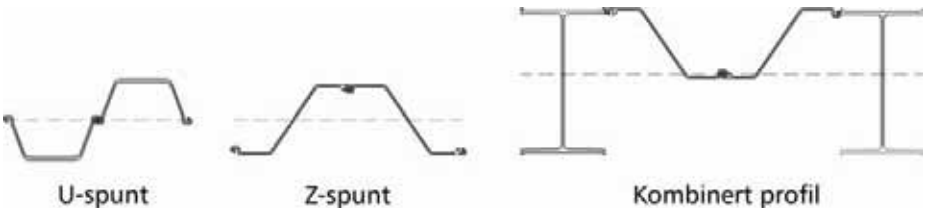
10.1 INNLEDNING

Dette kapitlet omhandler dimensjoneringsprinsipper for spunt og avstivninger, beregningseksempler for håndregning og for bruk av samvirkeprogrammer, praktiske råd samt tips for anleggskontroll. Ulike anvendelser av spunt er vist på Figur 10. 1.



Figur 10. 1 Ulike anvendelser av spunt.

Både spuntvegger med spiss i løsmasser og med innmeislet/forboltet spiss i berg behandles. Selve spuntveggen kan i prinsippet bestå av stål, betong eller tre. I praksis er stål det dominerende materiale, og hovedtypene som benyttes er U-spunt med lås i nøytralaksen eller Z-spunt. I de tilfeller der det stilles krav om høye motstandsmoment og/eller treghetsmoment kan det benyttes en kombinasjon av H-profiler og mellomliggende spunt og i spesielle tilfeller benyttes stålrør med påsveisede spuntlåser. Eksempler på ulike typer stålspunt er vist på Figur 10. 2.



Figur 10. 2 Ulike typer spunt - prinsippskisser.

Slissevegger og vegger av borede pilarer (sekantpeler) kan dimensjoneres etter de samme hovedprinsippene som er beskrevet i dette kapittelet. Trespunt benyttes i dag vanligvis ikke,

men trevirke kan i noen grad komme til anvendelse i forbindelse med bjelkestengsler ("Berlinervegg").

10.1.1 Grunnlag for dimensjonering

Før dimensjonering av spuntkonstruksjoner kan foretas må følgende grunnlagsdata fremskaffes:

a) Dybde (z) til traubunn, dvs nødvendig dybde av grop/fri høyde av vegg, bestemmes. Her må en ta hensyn til gravetoleranser gitt i Håndbok 026 hvor maksimalt avvik fra prosjektert kotehøyde for ferdig avrettet bunn gravegrop er satt til + 0 mm og – 200 mm.

Når det gjelder geometriske forhold så stiller NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 (Ref. 15) følgende krav:

$a_d = a_{nom} \pm \Delta a$ hvor a_d er dimensjonerende geometrisk verdi og Δa mulig variabel størrelse.

> Ved beregning i bruddgrensetilstanden der stabiliteten til en støttekonstruksjon avhenger av motstanden i grunnen foran konstruksjonen, bør grunnens nivå på denne siden beregningsmessig senkes med en størrelse Δa under forventet nominelt nivå.
>
> - for en utkraget vegg bør Δa tilsvare 10 % av veggens høyde over utkragingsnivået, begrenset til høyst 0,5 m.
>
> Ved valg av Δa skal det tas hensyn til graden av byggeplasskontroll i relasjon til overflatenivå.

b) Eventuelle ytre laster på terreng og/eller konstruksjon fastlegges (f.eks. gravemaskiner, kraner, trafikklaster osv.*)*. Det benyttes lastfaktorer på trafikklast for beregninger i bruddgrensetilstanden på $\gamma_Q = 1{,}3$ (eller 0 hvis gunstig).. Lasten begrenses til å ha effekt til 5 m under terreng. For anleggsfasen blir det ofte benyttet en jevnt fordelt terrenglast på q = 10 kPa. Denne lasten må vurderes spesielt for hvert tilfelle avhengig av anleggsmaskiner, anleggstrafikk og andre forhold på plassen. Lasten kan bli større.

c) Grunnforholdene må kartlegges i tilstrekkelig grad.

d) Grunnvannstand og eventuell ytre vannstand forskjellig fra denne må bestemmes. Dette innbefatter også endring av vannstand over tid; f.eks. p.g.a. pumping eller naturlig strømning.

e) Fundamentering av tilstøtende bygninger, ledninger, grøfter osv. som kan komme i konflikt med forankringer kartlegges.

f) Krav til deformasjoner / setninger for omgivelsene og spunten skal spesifiseres.

g) Dersom e) og/eller f) er aktuelle foretas montering av bolter for setningsobservasjoner og bygningsbesiktigelse for registrering av eksisterende skader. Montering av inklinometerkanal for observasjon av horisontaldeformasjoner kan også være aktuelt. Videre skal piezometere installeres dersom det er fare for senkning av grunnvannstand med påfølgende setninger.

Utifra de opplysninger som er framkommet over skal geoteknisk kategori bestemmes. Likeledes skal omfang av kontroll under og etter anleggsfasen bestemmes (se kapittel 0.6). Denne kontrollen vil være en del av prosjekteringsgrunnlaget og skal innarbeides med en egen plan i prosjekteringsprotokollen hvor også kontrollomfanget skal beskrives.

10.2 DIMENSJONERINGSPRINSIPPER

10.2.1 Nødvendige analyser

Dimensjonering av spuntkonstruksjoner kan generelt omfatte:

a) Bestemmelse av nødvendig fotdybde (z_n), og total lengde (L) av spuntvegg i løsmasse; eventuelt bestemmelse av maksimal tillatt gravedybde (z) for spuntvegg (ved gitt avstivning / forankring).

b) Bestemmelse av dimensjonerende maksimalmoment (M_{maks}) og nødvendig motstandsmoment (W) for aktuelt spuntveggprofil. Vanligvis vil det ikke være nødvendig å inkludere skjærkraft og aksialkraft i beregningene ved bestemmelse av aktuelt spuntprofil. For skråforankrede spuntvegger samt spuntvegger som skal bære annen vertikallast, må imidlertid aksialkraft inkluderes i kapasitetskontrollen.

c) Bestemmelse av nødvendige dimensjoner og kvaliteter for eventuelle avstivninger og/eller forankringer.

d) Vurdering av sikkerhet mot bunnoppressing og hydraulisk grunnbrudd ved bunnen av utgravninger, samt fare for bunnheving ved lagdelt grunn.

e) Vurdering av om dimensjoneringen ivaretar alle konstruksjonsfaser.

f) Vanligvis er totalstabiliteten av systemet sikret gjennom dimensjoneringen i punkt (a) - (d). Ytterligere analyser av totalstabiliteten må likevel foretas hvis det ligger vesentlig svakere jordlag under spuntfoten.

For cellspuntkonstruksjoner må totalstabiliteten vurderes spesielt, se avsnitt 10.2.9.

g) For spuntede kaikonstruksjoner (for eksempel forankret spuntvegg, cellespunt) må erosjons- og korrosjonseffekter nøye vurderes ved dimensjoneringen.

h) For permanent spunt må konsekvensene av redusert ståltverrsnitt p.g.a. korrosjon vurderes.

i) Beregning / vurdering av deformasjoner i og bak spuntveggen i bruksgrensetilstanden. Ved strenge krav til deformasjoner, kan bruksgrensetilstanden bli dimensjonerende.

j) For permanente tiltak som katodisk beskyttelse, der permanente forankringsstag går inn under naboeiendom eller der det utføres andre tiltak som kan forringe naboeiendom, må tillatelse innhentes.

10.2.2 Analysemetoder

Spunten dimensjoneres etter det som er kritisk; effektivspenningsanalyse eller totalspenningsanalyse. Ved utgraving i bløt leire kan vanlig c_u-analyse være for konservativ. Man kan da eventuelt benytte ADP for totalspenningsanalyse.

Langtidstilstanden for leire bør kontrolleres ved en effektivspenningsanalyse selv for midlertidige forhold. Der spunten skal holde på tette masser, som leire, kan et regnvær fylle opp sprekker og tomrom mellom spunt og jord dersom spunten ikke er drenert. Spunten må da kontrolleres for fullt vanntrykk.

For alle andre jordarter enn leire er effektivspenningsanalyse eneste alternativ uansett "varighet" av konstruksjonen.

For spuntvegger som skal tilbakefylles med innspylte masser, vil jordtrykket være betraktelig større under innspylingen enn senere, og i visse tilfeller bør "jordtrykket" beregnes som væsketrykk på basis av den oppslemmede masses tyngdetetthet (densitet).

10.2.3 Grensetilstander

NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 gir ikke konkrete krav til beregningsmetoder for spunt. Det fastslås imidlertid at man må vise at konstruksjonen er kontrollert for alle faser og dimensjoneringstilstander og det kreves bevist at beregningsmetodene er i tråd med god praksis.

Selve spuntkonstruksjonen inkl. eventuelle avstivnings- og forankringselementer skal kontrolleres både i brudd- og bruksgrensetilstanden. Den enkelte konstruksjonsdel dimensjoneres for den mest kritiske av disse tilstander. Det kan også være nødvendig å kontrollere konstruksjonene for øvrige grensetilstander, f.eks. skal kontroll av stagbortfall i ulykkesgrensetilstanden vurderes.

Dersom klassisk jordtrykksteori brukes i beregningene, skal man være spesielt oppmerksom på forspenningsnivå for stag eller andre forhold som kan medføre at jordtrykkene i realiteten ikke beveger seg nær grensetrykkene i bruksgrensetilstanden. Spesielt vil høye forspenningslaster i toppen av spunten ofte gi et jordtrykk nærmere passivt trykk enn aktivt trykk bak spunten. Dette bør diskuteres i beregningsforutsetningene, og et realistisk jordtrykksprofil skal velges.

Dersom samvirkeprogrammer benyttes, gjennomføres beregningene i bruksgrensetilstand og kontrolleres mot brudd ved å innføre et "svakere" jordmateriale i kritiske faser samt i den endelige situasjonen (innfører γ_M for jordmaterialet). Det skal ikke regnes videre fra en bruddgrensesituasjon, men bruddfasen "reverseres" og man regner videre i bruksgrensetilstanden. Bruksgrensetilstanden innebærer beregning med karakteristisk styrke av jordmaterialet (noe på den konservative siden) for å modellere riktigst mulig oppførsel av samvirke mellom vegg og løsmasser.

10.2.3.1 Bruddgrensetilstanden

I bruddgrensetilstanden baseres dimensjoneringen av konstruksjonselementene på NS-EN 1991 (laster, Ref. 10), NS-EN 1992 (betong, Ref. 11), NS-EN 1993 (stål, Ref. 12), NS-EN 1994 (samvirke stål og betong, Ref. 13), NS-EN 1995 (tre, Ref. 14) og NS-EN 1998 (seismiske laster, Ref. 16) . Det vises også til kapittel 0.

Ved dimensjoneringen av konstruksjonselementene bestemmes partialfaktor for materialfasthet (γ_M) avhengig av skadekonsekvens og bruddform, det vises til kapittel 0 og kapittel 9.

Vurderingen av stabilitet av byggegrop, kfr. avsnitt 10.3 utføres i bruddgrensetilstanden. Dette gjelder også ved beregning av kapasitet for injiserte løsmassestag og stagforankring i berg.

For spuntvegg med låser i nøytralaksen (U-spunt) er virksomt motstandsmoment mindre enn for ru lås og må derfor reduseres. Vanligvis reduseres dette med 20 %.

Tilsvarende prosentvise reduksjon bør også foretas i bruksgrensetilstanden. Reduksjonen benyttes også for treghetsmomentet (I) der hvor det inngår i beregningene

10.2.3.2 Bruksgrensetilstanden

Som for bruddgrensetilstanden reduseres virksomt motstandsmoment med 20 % for spuntvegg med låser i nøytralaksen (U-spunt) og reduksjonen benyttes også for treghetsmomentet (I) der hvor det inngår i beregningene.

I bruksgrensetilstanden kan deformasjonene og opptredende stagkrefter beregnes med samvirkeprogrammer; f. eks. GeoSuite Spunt (tidligere SPUNT-A3, Sintef, 1999, Ref. 8).

10.2.3.3 Ulykketilstanden

Ulykkesgrensetilstanden skal analyseres og forhindre situasjoner som kan medføre progressive brudd i konstruksjonen. Stagbortfall er en slik typisk situasjon. Stag/stivere og puter skal dimensjoneres for bortfall av ett stag/en stiver. Flyteledd og plastisk moment for putene må også vurderes.

10.3 SPUNT

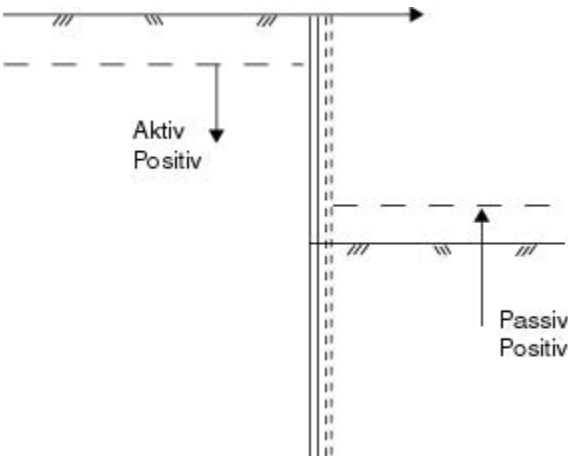
Dette avsnittet omhandler forskjellige vurderinger av jords oppførsel mot en konstruksjon som skal utføres i forbindelse med prosjektering av spuntvegger. Det omhandler også prinsipper for prosjektering av forskjellig type spunt.

10.3.1 Ruheter

Ruheten gjenspeiler friksjonsforholdene mellom spunt og jord. Ved aktivt jordtrykk mot spuntveggen vil denne bevege seg bort fra jorda og jorda vil normalt gli nedover veggen. Dette vil dra spunten nedover og er definert som positiv ruhet for aktiv tilstand. Hvis spunten

i tillegg tvinges nedover mer enn jordas nedadrettede bevegelse for eksempel på grunn av skråstag, vil friksjonskraften virke motsatt vei. Dette er definert som negativ ruhet for aktiv tilstand. Se også figur 10.3.

Ved passivt trykk mot spunten vil denne bevege seg inn mot jorda og jorda vil ha en tendens til å presses oppover i forhold til veggen. Skjærkreftene vil da prøve å presse spunten oppover. Dette er definert som positiv ruhet for passiv tilstand. Hvis spunten i tillegg tvinges mer oppover enn jordas oppadrettede rbevegelse vil vi få den tilstanden som defineres som negativ ruhet for passiv tilstand. Se også Figur 10. 3.



Figur 10. 3 Definisjon av positiv ruhet for aktiv og passiv tilstand.

Ruheten er et uttrykk for hvordan hovedspenningene i jorda står orientert inn mot spunten og uttrykkes:

$$r = \frac{\tau_v}{\tau_c}$$

der τ_v er virkelig skjærspenning mot veggen og τ_c er maksimal skjærspenning.

Ruheten styres av to faktorer:

1. Friksjonsforholdene mellom spunt og jord
2. De relative deformasjonene mellom spunt og jord og deres retning.

Det er viktig å registrere at det kreves større deformasjoner av spunten for passiv side enn for aktiv side ved sammenfallende størrelse av ruheten for å oppnå fullt utviklet aktivt/passivt jordtrykk. I samvirkeprogrammer tas dette hensyn til av jordmodellene som beregner passivt/aktivt trykk ut fra opptredende deformasjoner. Ruheten vil bare styre den maksimale størrelsen på spenninger mot spunten.

Ved håndregning kan ruheten for eksempel brukes til å begrense det maksimale passive trykket man antar å oppnå ved små deformasjoner av spunten. Dette er særlig aktuelt for spunt som er fastholdt i berg.

For spunt med spiss i løsmasser må vertikal likevekt kontrolleres og ruheten eventuelt justeres. Kontrollen kan gi ulike verdier for ruhet på passiv og aktiv side.

I leire bør beregningene utføres med $r = 0$ ved analyse av korttidstilstanden dersom betydelig omrøring av jorden forventes å finne sted under ramming av spunten.

Ved horisontale stag antas normalt positiv ruhet på begge sider. Det er da konservativt å regne med lave verdier.

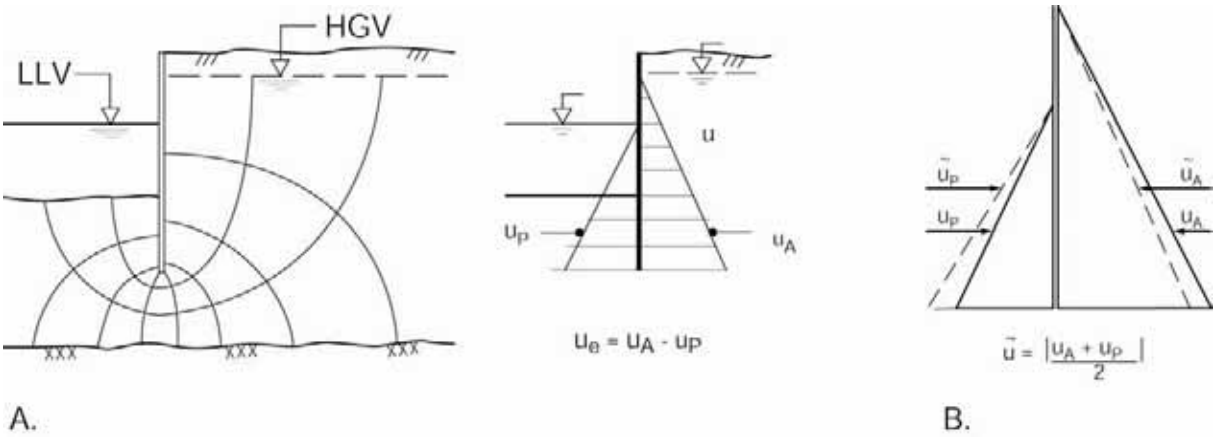
Ved skråstag på spunt med spiss i løsmasse antas normalt negativ ruhet på aktiv side og positiv ruhet på passiv side. Ruhetens størrelse kan være forskjellig på de to sidene av veggen.

Ruheten må vurderes i hvert enkelt tilfelle ut fra de antatte deformasjoner av spunt og jord som inntreffer. Ved å benytte en ruhet på $r = 0$ på begge sider av spuntveggen ved spunt som står på berg vil dette kunne gi et konservativt utgangspunkt for videre vurderinger av ruhetsforholdene.

10.3.2 Vanntrykk

I det tilfelle at laveste lavvann foran spuntveggen (LLV) er sammenfallende med høyeste grunnvannstand bak veggen (HGV), vil vanntrykksbidragene balansere hverandre. Imidlertid må en huske å ta hensyn til poretrykkene på effektivspenningsbasis.

Generelt vil vannstand (LLV) foran spuntveggen kunne være lavere enn vannstand (HGV) bak spuntveggen. Beregningsgangen er da mer arbeidskrevende, idet strømnett må tegnes for å bestemme opptredende gradienter på begge sider av spuntveggen, samt det tilhørende ubalanserte vanntrykk; se Figur 10. 4a).



Figur 10. 4 Ubalanserte vanntrykk.

For overslagsberegning kan det ubalanserte vanntrykket anslås ved at verdien av poretrykket ved spuntfot antas lik middelverdien av hydrostatisk poretrykk til henholdsvis LLV og HGV og at poretykket antas å avta lineært opp til grunnvannsnivå. Dette er vist på Figur 10. 4b).

10.3.3 Utkraget spunt

Avsnittet beskriver metode for håndregning av utkragede spuntvegger. Beregningseksempler er vist i avsnitt 10.6. Frie spuntvegger kan f.eks. benyttes som støttevegger i byggegroper eller som fangdammer. Slike spuntvegger vil nødvendigvis deformeres ved mobilisering av aktivt jordtrykk og kravene til tillatte horisontalforskyvninger kan da ikke være altfor strenge. Deformasjonene kan anslås ved hjelp av samvirkeprogrammer som for eksempel GeoSuite Spunt (tidligere SPUNT-A3) eller lignende. Ved vurdering av hvor store deformasjoner som kan tillates må man blant annet ta i betraktning flytdeformasjonen hos sensitiv leire.

For utkragede spuntvegger med spuntfot i løsmasser og laveste lavvann foran spunten lik høyeste grunnvannstand bak spuntveggen (LLV = HGV) vil beregningsgangen ved håndregning da bli som følger, se Figur 10. 5 og Figur 10. 6. Husk å ta hensyn til vanntrykket ved effektivspenningsanalyser:

a) Anslå ruhetsforholdet (r) på begge sider av spunten. Aktuelle verdier (og fortegn) vil avhenge av relativ bevegelse mellom vegg og jord, kfr. avsnitt 10.3.1.

b) Bestem partialfaktor for materialfasthet (γ_M).

c) Bestem aktuelle jordtrykkskoeffisienter i henhold til kapittel 5.

d) Bestem aktivt jordtrykk (p_A) bak veggen ned til dybde z, som er dybde til traubunn. Selv om man beregningsmessig kan få et sug over øvre del av spuntveggen, neglisjeres dette ved dimensjoneringen.

e) Bestem resulterende mottrykk p_r under traubunn på gravesiden:

$$p_r = p_P - p_A$$

f) Resulterende mottrykk benytts til å bestemme dybden z_m til momentmaksimum M_{maks} 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

g) Bestem også resulterende mottrykk p_{r0} under traubunn på jordsiden:

$$p_{r0} = p_P - p_A$$

Fra dybde z_1 holdes mottrykket p_{ro} konstant.
Dybdene z_1 og z_2 bestemmes ut fra moment- og horisontalkraftlikevekt for spuntdel under momentmaksimum.

h) Nødvendig fotdybde:

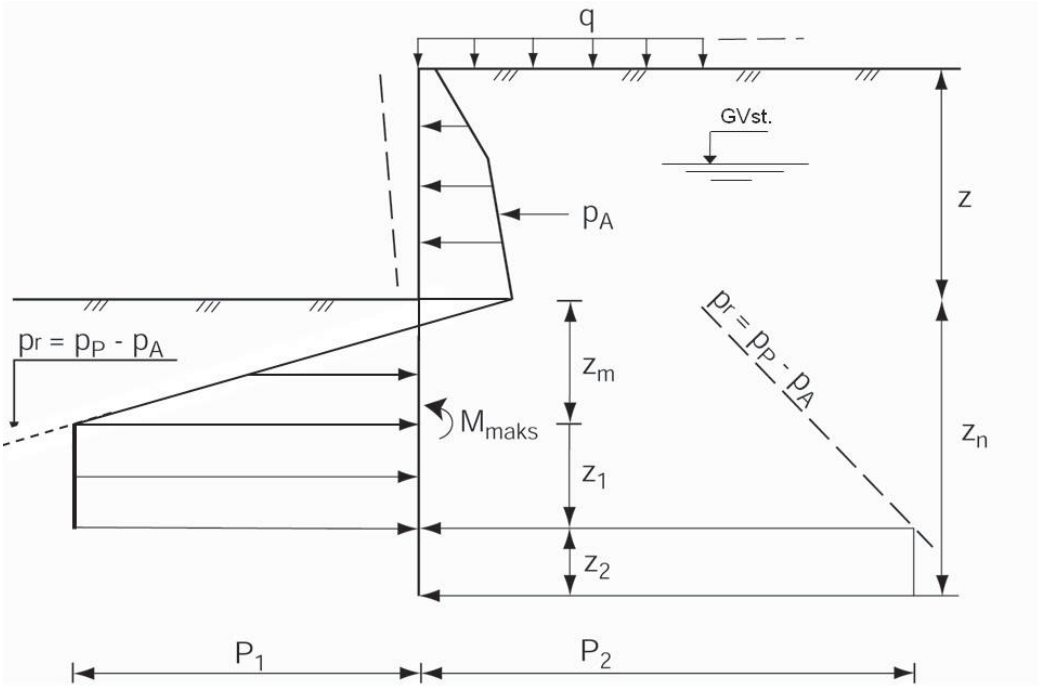
$$z_n = z_m + z_1 + z_2$$

og total lengde:

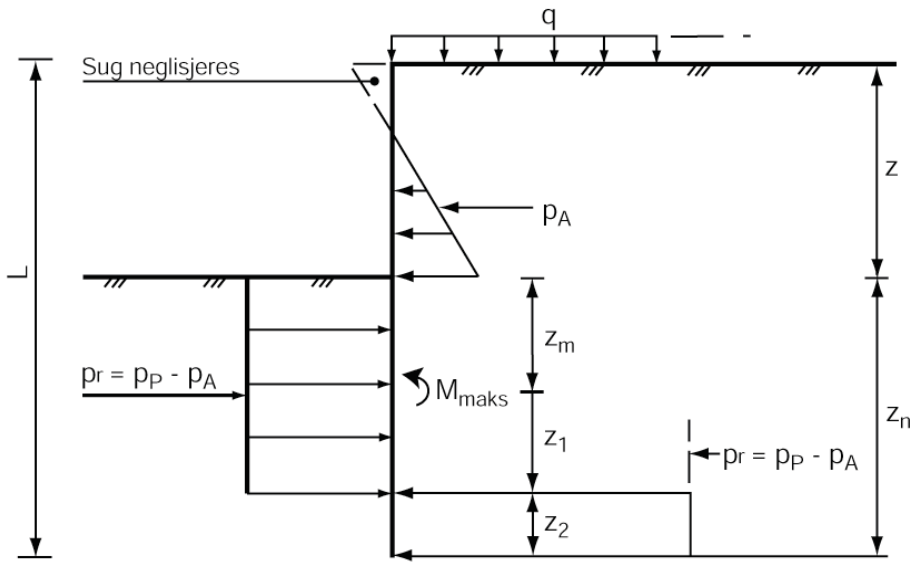
$L = z + z_n$, hvor z er dybden fra topp spunt og til traubunn
Lengden av spunt L bestemmes.

i) Nødvendig spuntprofil bestemmes utfra M_{maks}, idet man vanligvis ser bort fra aksialspenningen i spuntveggen.

$$f_d = \frac{f_y}{\gamma_M} = \frac{M_{maks}}{W} \text{ og } W \geq \frac{M_{maks}}{f_d} \text{ med Z-spunt og } W \geq \frac{M_{maks}}{0{,}8 \cdot f_d} \text{ for U-spunt}$$



Figur 10. 5 Prinsipp for håndregning av utkraget spunt med spuntfot i løsmasser. Effektivspenningsanalyse.



Figur 10. 6 Prinsipp for håndregning av utkraget spunt med spuntfot i løsmasser. Totalspenningsanalyse

.

Generelt vil vannstand (LLV) foran spuntveggen kunne være lavere enn vannstand (HGV) bak spuntveggen. Beregningsgangen blir i dette tilfellet mer arbeidskrevende, idet det må tas hensyn til det ubalanserte vanntrykket. Se avsnitt 10.2.5.

For utkragede spuntvegger til berg er fotdybden (z_n) og total lengde av spunten i hovedsak gitt. Spørsmålet blir i stedet hvor dyp utgraving (z) som kan tillates.

Ved beregningen antas spuntfoten (innmeislet og/eller fotboltet) å være leddlagret ved bergoverflaten, og en viss horisontalkraft må kunne opptas i bergfestet. Beregningen forøvrig vil være som beskrevet foran til pkt. (f), mens den videre fremgangsmåten baserer seg på at veggen roterer om fotpunktet.

Ved spunt til berg begrenses den mulige relative bevegelsen mellom spunt og jord. Det anbefales derfor vanligvis å benytte konservative ruheter (lave tallverdier).

For en fri spuntvegg til berg og LLV ≠ HGV, vil ingen strømning opptre hvis spuntveggen er tett. Det ubalanserte vanntrykk kan i dette tilfelle tas med direkte i likevektsbetraktningene.

10.3.4 Forankrede spuntvegger

Forankrede spuntvegger brukes i kaikonstruksjoner, for oppstøtting av sidene i dype utgravninger der man vil unngå innvendige avstivninger i byggegropen og i noen tilfeller som støttekonstruksjoner ved inngrep i skråninger. Selve spunten kan stå i løsmasse eller være innmeislet og/eller fotboltet i berg. Forankringene kan f.eks. bestå av; vertikal forankringsvegg, horisontal forankringsplate eller injiserte skråstag i løsmasse eller berg.

Forankringene kan være plassert i ett eller flere nivåer. Dimensjoneringen av selve forankringslegemene er beskrevet i avsnitt 10.4.

Beregningsgangen for håndregning (effektivspenning) blir som følger; se Figur 10. **7**:

a) Anta ruheten (r) på begge sider av spunten. Aktuelle verdier (og fortegn) vil avhenge av relativ bevegelse mellom vegg og jord, kfr. avsnitt 10.3.1.

b) Bestem partialfaktor for materialfasthet (γ_M).

c) Bestem aktuelle jordtrykkskoeffisienter i henhold til kap. 5, beregn jordtrykkene på begge sider av spuntveggen og beregn deretter resulterende jordtrykk $p_r' = p_A' - p_P'$. Dersom oppgravde masser kan bli liggende ved siden av utgravingen, skal dette tas med i beregningene av jordtrykket via en ekvivalent terrenglast. I praksis kan det være aktuelt å stille krav til at slike masser overhodet ikke blir deponert ved utgravingen.

d) Hvis HGV = LLV, vil vanntrykkene på begge sider av veggen balansere hverandre (husk å ta hensyn til vannstandsnivået ved bestemmelse av p_A' og p_P' på effektivspenningsbasis).

Hvis HGV ≠ LLV, må det tas hensyn til ubalansert vanntrykk.

e) Momentlikevekt om A, se Figur 10. **7** gir nødvendig fotdybde (z_n).

f) Horisontallikevekt av spunt gir kraften i forankringsstaget (E).

g) Vertikallikevekt av spunt brukes til å kontrollere antatt ruhet, og om nødvendig gjentas beregningsgangen i punkt a) til g).

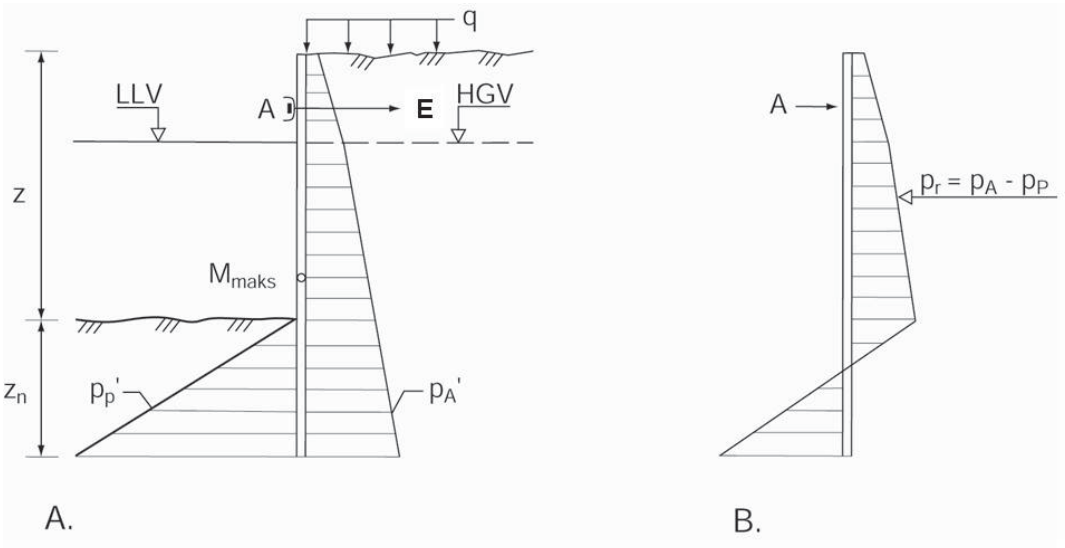
h) Bestem dybde til momentmaksimum z_m (der skjærkraften er lik null), samt moment-maksimum (M_{maks}) i spuntveggen,

Ved horisontale (og tilnærmet horisontale) forankringsstag i sand kan diagrammet i Figur 10. 8 benyttes til å bestemme et korrigert moment $M_{korr} = f_\mu \cdot M_{maks}$ ut fra veggens relative fleksibilitet (f_μ = reduksjonsfaktoren som finnes fra Figur 10. 8). For horisontale forankringer i andre jordarter enn sand bør ikke Figur 10. 8 uten videre benyttes til å redusere opptredende maksimalmoment (M_{maks}).

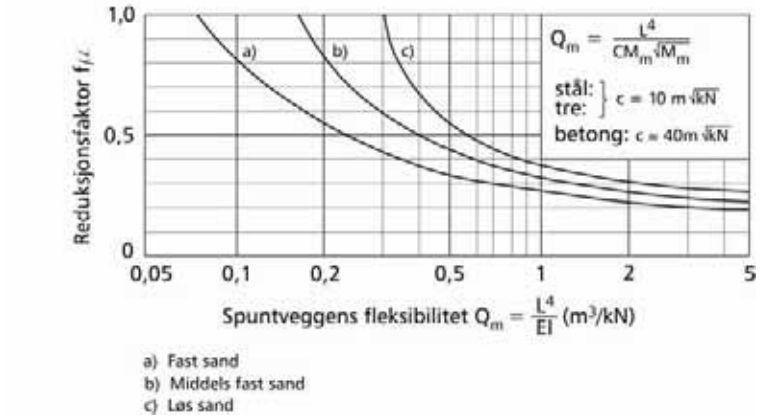
Figur 10. 8 er ikke gyldig for skråstag, og som regel anbefales at M_{maks} benyttes direkte.

i) Bestem nødvendig spuntprofil ut fra M_{maks} (eventuelt M_{korr}) og aksialkraft i spuntveggen. Ved horisontale stag kan bidraget fra aksialspenningen som regel neglisjeres men ved skråstag bør aksialspenningen tas hensyn til når aktuelle spuntprofil skal bestemmes.

j) Dimensjoner forankringselementer og pute i henhold til avsnitt 10.5.



Figur 10. 7 Prinsipp for håndregning (effektivspenning) av forankrede spuntvegger



Figur 10. 8 Diagram for bestemmelse av momentreduksjon for horisontalt forankrede spuntvegger i sand. (Etter Janbu, Bjerrum & Kjærnsli 1956, Ref. 5)

Ved flere stagrader gjentas beregningen fra c) til j) 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 håndregning. Ved flere enn to forankringsnivåer kan imidlertid forenklingen føre til underdimensjonering av forankringskraften i etterfølgende forankringsnivåer og kontroll bør foretas med andre metoder. Generelt er forholdene som oftest mest kritisk når utgraving til neste nivå er utført, men forankringsstagene ennå ikke er montert. Her kan det være aktuelt å grave vekk det nødvendige minimum inntil spunten for å få montert stagene først, og deretter grave ut resten.

Dersom spuntveggen går til berg vil spuntens totale lengde (L) i hovedsak være gitt, og oppgaven består derfor i å bestemme påkjenningen på spunten (dvs. valg av spuntprofil) og å dimensjonere forankringen.

Ved beregningen antas spuntfoten (innmeislet, fotboltet) å være leddlagret ved bergoverflaten, og en viss horisontalkraft må kunne opptas i bergfestet. Det er viktig å vurdere / beregne fotboltene og deres feste (se kapittel 10.5.4). Der man ikke har skråstag må det også vurderes om fotfestet kan reduseres ved eventuell vertikaldeformasjon av spunten (løfting).

Momentlikevekt om forankringens festepunkt til spuntveggen; jfr. pkt. (e) og horisontallikevekt; jfr. pkt (f) gir horisontalkraft (E_{fot}) i spuntens bergfeste. Kontroll av vertikallikevekt for spuntveggen er normalt unødvendig; jfr. pkt. (g).

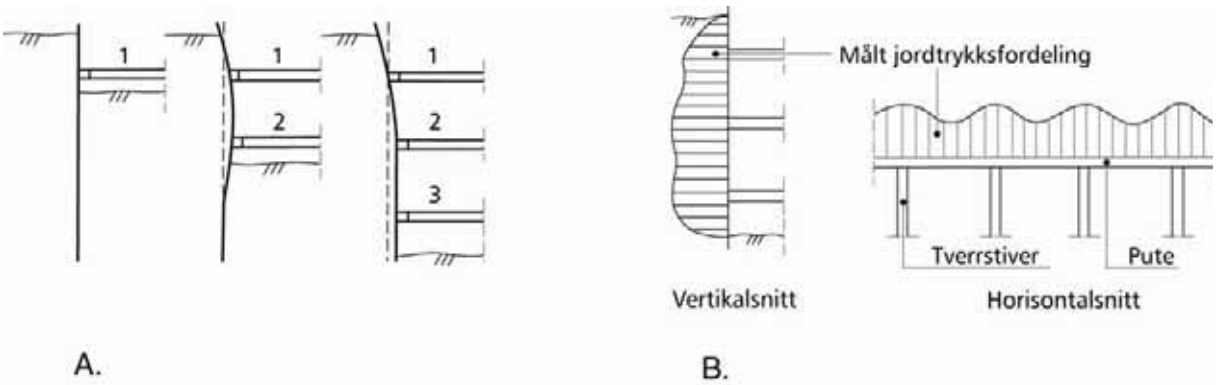
Beregningsgangen vil stort sett være som beskrevet tidligere i avsnittet, men med følgende modifikasjoner; For spunt til berg bør en vanligvis velge konservative ruheter.

10.3.5 Innvendig avstivet spunt

Dette avsnittet omhandler spuntede utgravninger avstivet innvendig i et eller flere nivåer.

Veggene og avstivningene må dimensjoneres slik at jordtrykket kan opptas på en betryggende måte for ethvert trinn i utgravingen.

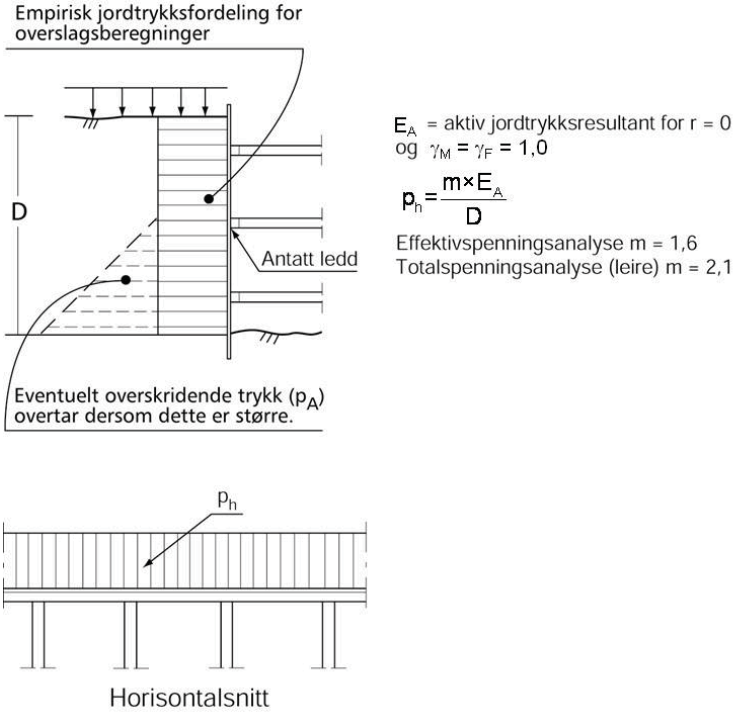
Håndregning av innvendig avstivet spunt kan utføres som beskrevet for forankret spunt i avsnitt 10.2.7. Imidlertid må en være klar over at bevegelsen av spuntveggen ved en utgraving mellom avstivede vegger som regel vil bli forskjellig fra den som er antatt for aktivt trykk i den klassiske jordtrykksteori. Figur 10. 9(a) og Figur 10. 9(b) viser hvordan jordtrykket i virkeligheten kan være fordelt i vertikal og horisontal retning etter at alle avstivninger er satt inn (sluttstadiet).



Figur 10. 9 a) Prinsippskisse av deformasjoner ved forskjellige gravestadier.
b) Målt jordtrykksfordeling langs veggen.

Alternativt til beregningsmåte skissert i 10.3.4 kan jordtrykket mot avstivede vegger beregnes ved å benytte de empiriske fordelinger som er vist i Figur 10. 10. Kraftresultanten av det aktive trykket over graveplanet (p_A) beregnes i henhold til kap. 5, men med $r = 0$ og $\gamma_M = \gamma_F = 1{,}0$. Under graveplanet antas null resulterende jordtrykk for sluttstadiet (og eventuelt andre stadier etter at nedre stiver er plassert), mens nødvendig resulterende jordtrykk antas mobilisert for situasjonene like før aktuell stiver er plassert.

Behov for å strekkforankre øverste stiver og pute til spunten ved en eventuell situasjon der spunten roterer om 2. stivernivå bør vurderes ved utgraving under dette nivået.



Figur 10. 10 Empiriske jordtrykksdiagram for beregning av avstivningskrefter i avstivede utgravninger.

Verdier for det empiriske jordtrykket beregnes ut fra følgende formel:

$p_h = \frac{m \cdot E_A}{D}$ hvor E_A er den totale kraften som jordtrykket beregnet etter klassisk jordtrykkteori vil utøve mot spunten over dybden D og m er en konstant som for effektiv-spenningsanalyse settes til m = 1,6 og for totalspenningsanalyse (leire) settes til m = 2,1. Dersom jordtrykket beregnet etter klassisk modell overskrider det empiriske trykket i nedre del av utgravingen, benyttes de klassiske jordtrykksverdiene i den nedre del av utgravingen som illustrert på Figur 10. 10.

For forenklet beregning av krefter i avstivningene settes tenkte ledd inn slik som vist på Figur 10. 10. Erfaringsmessig bør man øke de beregnede verdier noe (20 – 30 %) på grunn av ujevn kraftfordeling innenfor samme stivernivå.

Ved dimensjonering må aktuell utførelse vurderes nøye; dette er for eksempel viktig ved bestemmelse av de største påkjenninger i selve spuntveggene. Sluttstadiet for utgravingen (full gravedybde, alle avstivninger montert) behøver ikke å være dimensjonerende verken for spunt eller avstivninger; i mange tilfeller opptrer de ugunstigste påkjenninger tett før nederste avstiver monteres.

10.3.6 Cellespunt

Cellespunt er i prinsippet en forstøtningskonstruksjon bestående av en dobbelt spuntvegg med mellomliggende jord- eller steinmasser. Normalt utføres en slik cellespuntkonstruksjon som en rekke sirkulære celler i kombinasjon med mellombuer.

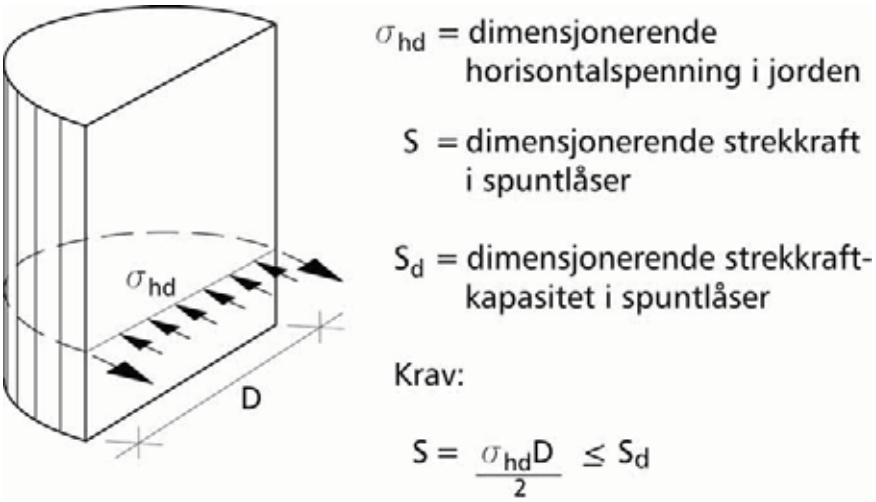
Cellespunt kan f.eks. benyttes som fangdammer ved ensidig vanntrykksbelastning og ved kaibygging, da enten som en sammenhengende kaifront med ensidig jordtrykksbelastning eller som enkeltstående celler med primær hensikt å oppta horisontalkrefter. Enkeltstående celler har også vært benyttet som fundament for bruer. Cellespuntkonstruksjoner kan avsluttes både i løsmasser og mot berg (innmeislet).

Ved dimensjonering av cellespuntkonstruksjoner må følgende betingelser oppfylles:

a) Konstruksjonen, betraktet som et stivt legeme med uendelig materialstyrke, må være stabil med hensyn til ytre belastninger.

b) Spuntcellene må kunne oppta påførte spenninger uten at dette medfører brudd eller skadelige deformasjoner (forskyvninger, setninger) på konstruksjonene.

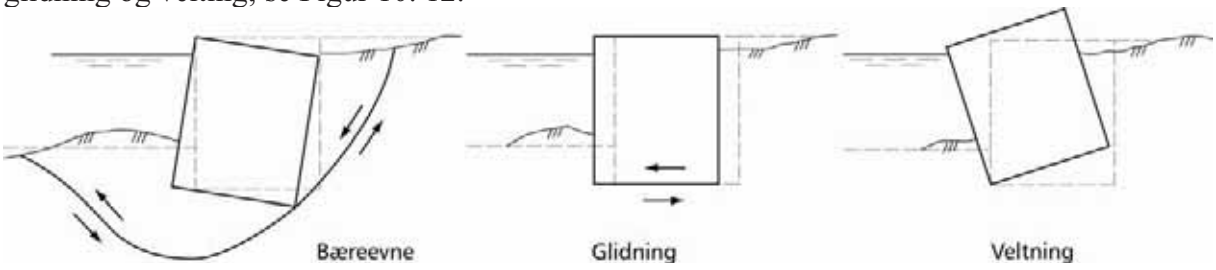
En mulig bruddform for cellespuntkonstruksjoner er splitting av spuntlåsene. For å oppnå tilstrekkelig sikkerhet mot slikt brudd må den strekkraft som kan opptas av låsene være større enn jordtrykksbelastningen fra jorden, dette er vist på Figur 10. 11. Sikkerhet mot splitting i spuntlåsene må kontrolleres for ugunstigste fase (f.eks. fylling, bakfylling, anbringelse av nyttelast), og det forutsettes at omhyggelig oppfølging foretas under spuntrammingen.



Figur 10. 11 Cellespunt; Kontroll av sikkerhet mot splitting av spuntlåsene.

For cellespuntkonstruksjoner må eventuell fare for skadelig korrosjon og erosjon vurderes nøye ved dimensjoneringen. Effekter fra ubalanserte vannkrefter (f.eks. vannstrømning) må dessuten tas nødvendig hensyn til.

Totalstabiliteten av en cellespuntkonstruksjon skal kontrolleres med hensyn på bæreevne, glidning og velting; se Figur 10. 12.

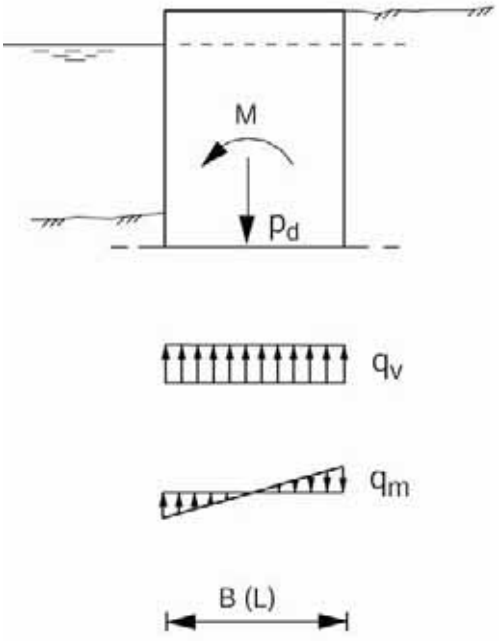


Figur 10. 12 Cellespunt i løsmasser; Kontroll av totalstabiliteten.

For cellespunt 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.

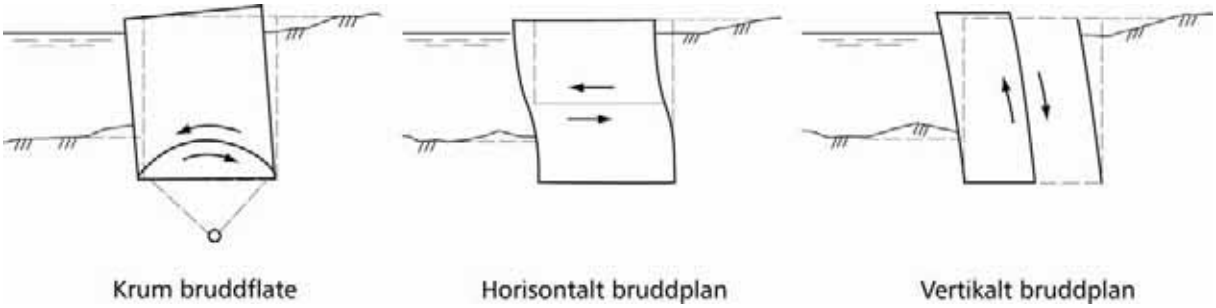
For cellespunt som avsluttes i løsmasser vil bæreevnekontrollen som regel være den mest kritiske.

I praksis er velting en lite realistisk bruddform, da celler erfaringsmessig vil bryte sammen lenge før virkelig velting kan skje. Kriteriet for tilfredsstillende sikkerhet med hensyn på veltemomentpåkjenning er derfor at teoretisk såletrykk under celler ikke skal bli negativt i bakkant; se Figur 10. 13.



Figur 10. 13 Cellespunt i løsmasser; Kontroll av randspenninger.

Cellespuntkonstruksjoner i løsmasser må også kontrolleres med hensyn på internstabilitet. Aktuelle bruddflater er vist i Figur 10. 14.



Figur 10. 14 Cellespunt i løsmasser; Kontroll av internstabilitet.

For cellespunt i løsmasser må faren for skadelige setninger vurderes 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.

10.3.7 Temporær spunt, prosjekteringsprinsipper

Vi finner kritisk fase uavhengig av om dette er i permanent eller midlertidig gravefase for bruks– og bruddgrensetilstanden. Bruddsituasjonen finnes ved å innføre valgt partialfaktor for materialfasthet γ_M for jordmaterialet i kritiske faser samt i den endelige situasjon. For kritiske snitt i bruddsituasjonen kontrolleres følgende:

I bruddtilstanden:

$\sigma_{dbrudd} = M_{brudd}/W + N_{brudd}/A \leq f_{dbrudd}$

$f_{dbrudd} = f_y/ \gamma_{Mstålbrudd} = 355/1{,}15 = 309$ N/mm^2. (Utvidet kontroll av stålkonstruksjonen => $\gamma_{Mstålbrudd} = 1{,}1$ ellers brukes 1,15)

2.ordens momenter kommer i tillegg til det ovenstående. De legges til totalbelastningen der normalkraften i spunten blir høy ($N/N_d > 0{,}1$) og/eller der deformasjonene i spunten blir store ($\delta > 5$cm) i brukstilstanden.

10.3.8 Permanent spunt, prosjekteringsprinsipper

I tillegg til vurderingene for temporær spunt vurderes bestandighet i den permanente situasjonen. Spunten oppdimensjoneres for et korrosjonstap for eksempel på 0,025 mm pr. år over 100 år. Det gir 2,5 mm ensidig og 5 mm tosidig korrosjon over levetiden. I aggressive miljøer kan korrosjonen være større og korrosjonsmonn må vurderes i forhold til grunnforholdene på stedet. Det vises i denne sammenheng til omtale av korrosjon i Kap 11.13. Stålelementer utsatt for store strekkspenninger vil være mer utsatt for korrosjon. For permanente spuntkonstruksjoner av stål er det derfor grunn til å være konservativ ved vurdering av korrosjonsfare.

Vi regner ut redusert motstandsmoment W_{korr} ved valgt korrosjonstap. Korrosjonstapet regnes jevnt på hele spuntflaten og det regnes en forenklet reduksjon av motstandsmomentet W. I tillegg regnes gjenstående stålareal A_{korr} for tverrsnittet ut.

For permanentsituasjonen kontrolleres spunten i brukstilstand.

$\sigma_{dbruk} = M_{brukperm}/W_{korr} + N_{brukperm}/A_{korr} \leq f_{dkorr}$

$f_{dkorr} = f_y / \gamma_{Mstålkorr} = 355/1{,}15 = 309$ N/mm^2.

2.ordens momenter kommer i tillegg til det ovenstående. De legges til totalbelastningen der normalkraften i spunten blir høy ($N/N_{dkorr} > 0{,}1$) og/eller der deformasjonene i spunten blir store ($\delta > 5$cm) i permanent brukstilstand. Styrkereduksjon eller effekt av kryp må vurderes for langtidstilstanden.

10.4 STABILITET AV BYGGEGROP

Stabiliteten av bunnen i en byggegrop skal kontrolleres 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 / tvilstilfeller skal begge kontroller foretas. I tillegg bør også sikkerhet mot bunnheving kontrolleres. Anleggstekniske forhold som influerer på byggegropstabiliteten bør også vurderes.

10.4.1 Bunnoppressing

Sikkerheten mot bunnoppressing kontrolleres ved en totalspenningsanalyse i bruddgrensetilstanden. Sikkerheten uttrykkes ved partialfaktor for materialfasthet (γ_M) som beregnes ved følgende bæreevneformel:

$$\gamma_M = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_d - p_d}$$

hvor:

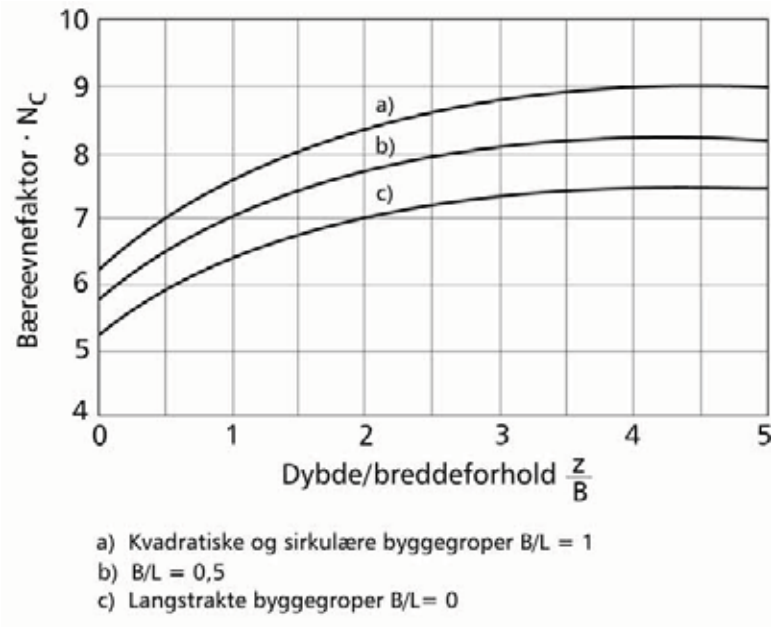
N_c	=	dimensjonsavhengig bæreevnefaktor, (se. Figur 10. 15)
c_u	=	representativ udrenert skjærstyrke
γ	=	midlere tyngdetetthet over graveplanet
z	=	gravedybde
q_d	=	dimensjonerende terrengbelastning
p_d	=	dimensjonerende trykk mot bunn av byggegrop (f.eks.vekt av vann ved vannfylt grop)

Representativ udrenert karakteristisk skjærstyrke (c_u) settes lik en forsiktig anslått middelverdi ned til en dybde lik 2/3 *B* under utgravingens bunn, med spesiell vekt på svært bløte lag innenfor en dybde på 1,5 *B*, der *B* er utgravingens bredde.

Partialfaktorer for lastvirkninger settes til γ_G = 1,0 for tyngdetetthet av jord (og vann) og γ_Q = 1,3 (eller 0 hvis gunstig) for variable laster i samsvar med dimensjoneringsmetode 3.

Partialfaktor for materialfasthet γ_M skal samsvare med verdier gitt i tabell Figur 0.3.

Et eksempel på en vurdering av sikkerhet mot bunnoppressing er vist i avsnitt 10.5.



Figur 10. 15 Diagram for bestemmelse av bæreevnefaktoren N_c. (Etter Janbu, Bjerrum og Kjernsli 1956, Ref. 13)

10.4.2 Hydraulisk grunnbrudd.

For utgravninger under grunnvannstanden i friksjonsjordarter (dvs. fraksjonene fra silt til grus) kan det oppadrettede strømningstrykket bli så stort at hydraulisk grunnbrudd oppstår. Dette skjer når det vertikale strømtrykket $(S_{dst,d} = i \cdot \gamma_w)$ er lik den neddykkede tyngdetetthet av løsmassene under traubunn $(G'_{stb,d} = \gamma')$:

$$i \cdot \gamma_w = \gamma'$$

Den grenseverdi for gradienten som ved oppadrettet strømning fører til hydraulisk grunnbrudd, (i_c) er derved gitt ved uttrykket:

$$i = i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

Ved ferdig utgraving må derfor den største opptredende utløpsgradient (i_0) ved bunnen være mindre eller lik den tillatte, dvs.:

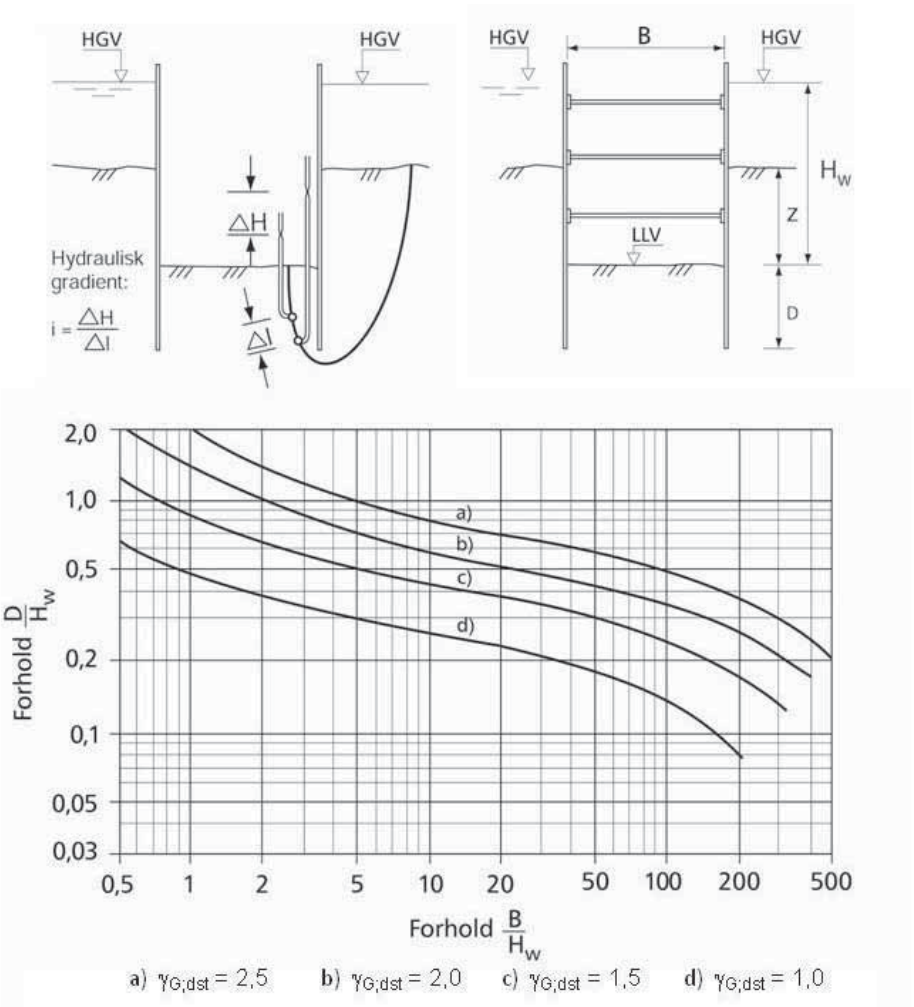
$$i_0 \le \frac{i_c}{\gamma_{G;dst}} = \frac{\gamma'}{\cdot \gamma_{G,dst} \cdot \gamma_w} = \frac{\gamma'}{\gamma_{w;d}}$$

der $\gamma_{G;dst}$ er partialfaktor for lastvirkning (og i_0 er bestemt for HGV).

I NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 er det angitt at $S_{dst,d} \le G'_{stb,d}$, 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 (Ref. 5) anbefales følgende verdier. For midlertidige utgravninger i homogen grus og grov sand bør $\gamma_{G;dst} \ge 1{,}5$, mens i homogen fin sand bør $\gamma_{G;dst} \ge 2{,}0 - 2{,}5$.

Utløpsgradienten (i_0) kan bestemmes ved hjelp av et opptegnet strømnett, se f.eks kapittel 14, Vann og jord. For et spesialtilfelle med utgraving av en langstrakt tørrlagt byggegrop mellom avstivede spuntvegger i homogen sand kan man imidlertid benytte diagrammet i Figur 10. 16 for å bestemme sikkerheten mot hydraulisk grunnbrudd.



Figur 10. 16 Vurdering av sikkerhet mot hydraulisk grunnbrudd for langstrakt tørrlagt byggegrop mellom avstivede vegger. (Ref. 5)

10.4.3 Bunnheving

Ved lagdelt grunn, og spesielt der en etter ferdig utgraving har et tett lag over permeable sandmasser, kan en 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 poretrykkene for å kunne iverksette tiltak om nødvendig, eventuelt kan det installeres pumpebrønner for å redusere poretrykket.

Påvisning av tilstrekkelig sikkerhet mot løfting (UPL) skal i henhold til NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 utføres ved å kontrollere at

$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$ der

$V_{dst,d} = G_{dst,d} + Q_{dst,d}$ dimensjonerende verdi av kombinasjonen av destabiliserende permanente $G_{dst,d}$ og variable vertikale $Q_{dst,d}$ påvirkninger.

og $G_{stb,d} + R_d$ dimensjonerende verdi av stabiliserende permanente vertikale påvirkninger $G_{stb,d}$ og dimensjonerende verdi av eventuell tilleggsmotstand mot løfting R_d.

Partialfaktorer for lastvikninger settes til $\gamma_{G,\sup}(\gamma_{G,dst}) = 1{,}1$, $\gamma_{G,\inf}(\gamma_{G,stb}) = 0{,}9$ og $\gamma_{Q,1} = 1{,}5$.

10.4.4 Anleggstekniske forhold.

Ved lange og/eller dype utgravinger kan det være nødvendig å beregne internstabilitet i byggegropa i lengderetningen samt å angi maksimale gravehøyder.

Andre anleggstekniske forhold som kan påvirke stabiliteten av byggegropa er:

- ✓ pelearbeid, 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

10.4.5 Tiltak for å bedre stabilitet av byggegrop.

Dersom det av beregningene framkommer at stabilitet av byggegrop ikke er tilfredsstillende vil det være nødvendig å iverksette tiltak for å bedre stabiliteten. Mest aktuelt for bedring av stabiliteten ved fare for hydraulisk grunnbrudd og bunnheving vil være tiltak som reduserer den hydrauliske gradienten. Dette kan gjøres ved å installere lengre spunt, alternativt ved nedsetting av brønner (pumpesump, wellpoint/brunnenfilter). For grunnvannsenking se Håndbok 274 (Ref. 19), Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger, Kap. 1.9. Ved fare for bunnoppressing kan seksjonsvis utgraving, utgraving under vann eller utgraving med annen tilleggslast på gravenivå være aktuelle tiltak. Stabilisering av grunnen med kalk- sementpeler under planum er også aktuelt.

10.5 AVSTIVNINGER

10.5.1 Innvendige avstivninger

Innvendige avstivninger kan benyttes ved mindre utgravninger og der det er økonomisk gunstig og/eller det er vanskelig å sette stag pga. grunnforhold, plassforhold, nabobygg eller lignende. Boring av stag under grunnvannstand vil kunne føre til lekkasjer via stag og staggjennomføringer som igjen kan føre til senking av grunnvannstand. Innvendig avstivning bør da vurderes Det er mulig å forspenne stålprofiler.

Som innvendig avstivning benyttes nå for det meste stålprofiler samt støpte betongdekker (f.eks. bunn/tak i tunneler). Dersom det benyttes magerbetonglag som stiver bør ikke dette være tynnere enn 15 cm. Videre bør det, spesielt ved større spenn, vurderes nettarmering i magerbetongen. Effekt av bunnheving ved dype utgravinger i leire og medfølgende fare for knekning av magerbetonglaget skal også vurderes.

Dimensjonerende trykkapasitet for en stiver R_d beregnes etter følgende formel:

$$R_d = A \cdot \frac{\sigma}{\gamma_M}$$

der A er areal av stiver mot spuntvegg, σ er materialfasthet for stivermaterialet of γ_M er partialfaktor for materialfasthet.

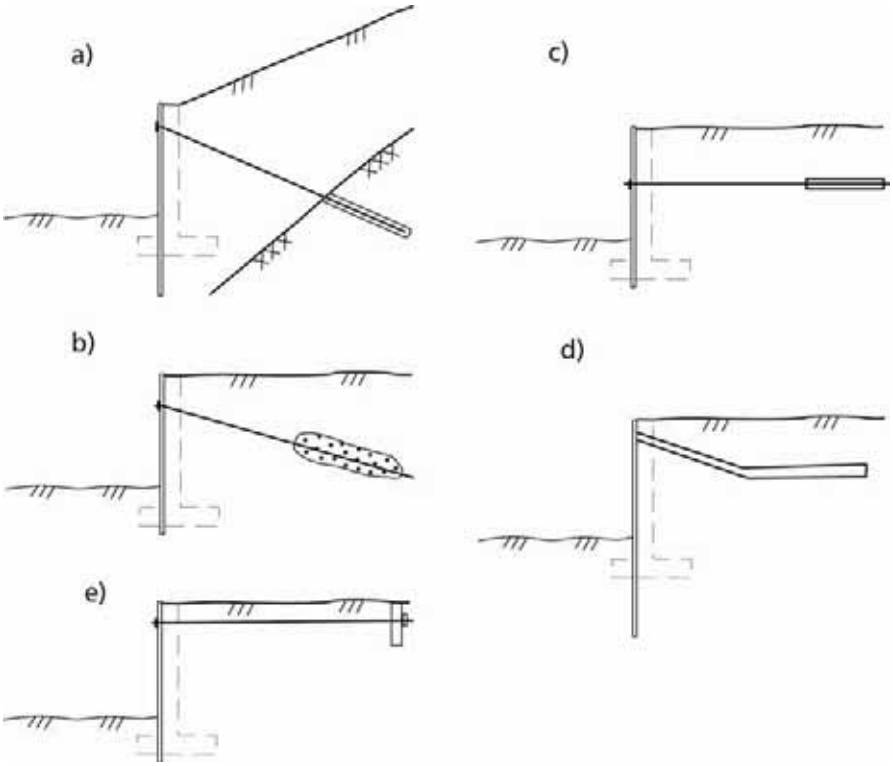
Stiveren må kontrolleres mot knekking. For knekningsberegninger vises det f.eks. til stålstandarden (NS-EN 1993, Ref. 12). Imidlertid gjøres oppmerksom på følgende; Dersom det er ønskelig å øke kapasiteten til stiveren kan knekklengden minskes for det aktuelle profilet ved å helsveise stiveren til puta. Stiveren kan da regnes delvis innspent. Dersom også puta sveises til spunten i over og underkant kan stiveren regnes som fullt innspent i begge ender. Et annet alternativ er å montere knekkavstiving for å minske knekklengden.

Der det benyttes profiler med forskjellig stivhet mot knekning om x- og y-aksen, skal det beskrives hvordan stiveren skal orienteres for å utnytte den sterke aksen til for eksempel å bære tyngden av stiveren.

Ofte ”arbeider” spunten og stiverne under arbeidets gang. Det er nødvendig å holde nøye kontroll 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.

10.5.2 Forankringer - stag

For større utgravninger samt for permanente konstruksjoner er det vanligvis aktuelt å ta opp en del av horisontalkreftene ved forankringer. Samme prinsipper gjelder også for støttemurer og landkar. Figur 10. 17 viser prinsippskisser for forskjellige typer forankringer. Beregningsgrunnlaget for en del av disse skal gjennomgås i det følgende.



Figur 10. 17 Ulike typer forankringer; a)bergstag, b)løsmassestag, c)horisontal forankringsplate, d)friksjonsplate, e)vertikal forankringsvegg.

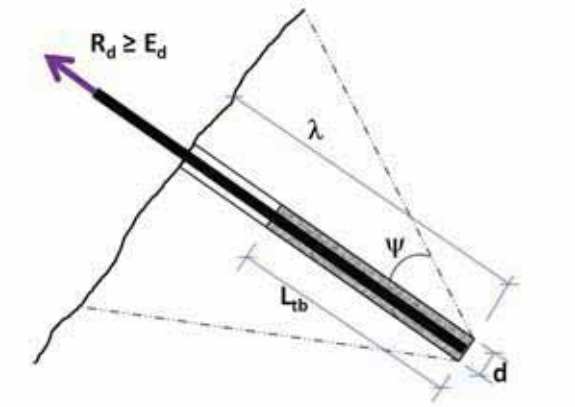
Både for injiserte stag i løsmasser og for bergstag skal det foretas prøvespenning av alle stag for å kontrollere kapasiteten av forankringen.

Bestemmelser relatert til stagforankringer er gitt i NS-EN 1537 (Ref. 17). Revisjon av denne standarden er på høring i april 2010 og resulterende endringer vil bli innarbeidet i senere utgaver av håndbok 016.

10.5.2.1 Injiserte stag i berg.

Komponentene i et bergstag er forankringshodet (låsehode), en fri staglengde gjennom løsmasser samt forankringslengden i berg. Stagets karakteristiske kapasitet er avhengig av stålets kapasitet R_{ik} samt av forankringens ytre kapasitet R_{ak} hvorav den minste av disse R_k benyttes ved beregning av dimensjonerende kapasitet R_d. Kravet er at dimensjonerende verdi av stagets kapasitet $R_d \geq E_d$ dimensjonerende verdi av lastvirkningen.

For permanente stag med beregnet levetid mer enn to år skal det tas hensyn til korrosjon. Ståldelene i en midlertidig konstruksjon skal ha beskyttelse som vil hemme eller hindre korrosjon i en prosjektert levetid på minst 2 år.



Figur 10. 18 Forankringslengde i berg

Forankringslengden i berg vil avhenge av flere forhold. Dimensjonerende verdi av forankringslast E_d, stagets dimensjonerende kapasitet R_d, nødvendig innborings-lengde i berg λ avhengig av bergmassens bruddvinkel ψ, bordiameter d og inngyst lengde L_{tb} hvor både heft mellom stål og mørtel og mørtel og berg må kontrolleres, se Figur 10. 18.

Det er forskjellige begrensninger på hvor lavt forspenningslasten P_p kan settes for forskjellige oppspenningssystemer. Forspenningslast lavere enn 50 % av flytelasten kan kreve spesielle tiltak for å sikre kraftoverføring i låsehodet og dette bør angis i prisgrunnlaget.

Stagets indre kapasitet R_{ik} er avhengig av type stål og dimensjoner og oppgis vanligvis av stagprodusentene.

Last på stagene vil være forskjellig for de ulike fasene i arbeidet og stagenes kapasitet må kontrolleres for alle faser. Det skal også kontrolleres for ulykkestilstand, dvs. bortfall av stag eller andre ulykker som kan påvirke konstruksjonen. Kontroll av at nabostag kan ta last fra stag som er falt bort skal utføres i ulykkestilstand, dvs. med γ_M = 1,0 (ref 9 og 14).

Alle stag skal prøveoppspennes

Indre kapasitet

Den indre dimensjonerende kapasiteten av stagstålet $R_{i,d}$ kan beskrives på følgende måte.

$$R_{i,d} = f_a \cdot \frac{f_{tk}}{1{,}2 \cdot \gamma_M} \cdot A_t$$

Der:

f_a	Reduksjonsfaktor
f_{tk}	Karakteristisk strekkfasthet i materialet
γ_M	Partialfaktor for materialfasthet, normalt 1,15
A_t	Tverrsnittsareal av stagmaterialet

Reduksjonsfaktoren f_a settes til

f_a = 0,9 for midlertidige stag

f_a = 0,7 for permanente stag

Da blir installert kapasitet for stagmaterialet:

$$R_{i-midlertidig} = 0{,}65 \cdot f_{tk} \cdot A_t$$
$$R_{i-permanent} = 0{,}50 \cdot f_{tk} \cdot A_t$$

I bruddtilstanden:

For midlertidige stag:

$R_{i\text{-midlertidig}} = f_d \cdot A_{stag} = f_d \cdot n \cdot A_{lisse} = 0{,}65 \cdot 1{,}860 \cdot n \cdot 140 = n \cdot 169 \text{ kN} \geq R_{dbrudd}$

Hvor $f_d = 0{,}65 \cdot 1{,}860$ kN/mm^2 $A_{lisse} = 140$ mm^2 for 0,6" lisse n = antall lisser

For permanente stag:

$R_{i\text{-permanent}} = f_d \cdot A_{stag} = f_d \cdot n \cdot A_{lisse} = 0{,}5 \cdot 1{,}860 \cdot n \cdot 140 = n \cdot 130 \text{ kN} \geq R_{dperm}$

I ulykkestilstanden:

Ulykkestilstanden kontrolleres for staglaster som baserer seg på beregninger i brukstilstanden.

- For stag i første stagrad regnes stagbortfall 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 stag i andre stagrad regnes stagbortfall med formfaktor $K_{form} = 1{,}2 – 1{,}3$ avhengig av dybden til berg, dybde til neste utgravingsnivå og stivhet av jord på passiv side.
- I tillegg kan formfaktoren benyttes til å dekke spesielle situasjoner som kan oppstå, for eksempel $K_{form} = 1{,}4$ for 2.stagrad hvis det skal graves seksjonsvis til avstivende magerbetongplate på planum.

Merk: K_{form} ivaretar kun omfordeling av krefter ved bortfall av stag

$R_i \geq R_{d,ulykke}$ og $R_{d,ulykke} = R_{d,bruk} * K_{form}$

I prøveoppspenningstilstanden:

Stag skal prøvespennes til en last P_p som er høyere enn dimensjonerende last E_d. Normalt prøvespennes stag fra 1,1 til 1,25 av låselast P_0 eller dimensjonerende kapasitet R_d. Under prøveoppspenning skal aldri lastnivåer for stagene beskrevet under overskrides. Dette av hensyn til puter og konstruksjoner samt stagets integritet,

$f_{prøve} \leq 0{,}85 \cdot f_{02} = 0{,}75 \cdot f_{tk}$ hvor $f_{0,2}$ er stålets spenning ved 0,2 % tøyning

$P_p \leq f_d \cdot A_t = 0{,}75 \cdot f_{tk} \cdot n \cdot A_{lisse} = 0{,}75 \cdot 1{,}860 \cdot n \cdot 140 = n \cdot 195 \text{ kN}$

Dette medfører at dersom et midlertidig stag prøvespennes til mer enn ca 1,2 av dimensjonerende last så vil prøvespenningslasten være dimensjonerende også for stagets indre kapasitet og dermed for antall lisser.

Ytre kapasitet

Stagets ytre forankringskapasitet R_a bestemmes av:

- Brudd mellom stagmaterialet og mørtel
- Brudd mellom mørtel og berg (eller jord)
- Stabilitet av berg mot uttrekking

Det kriteriet som gir største forankringslengde er dimensjonerende. Ved dimensjonering bestemmes først stagets indre kapasitet og deretter dimensjoneres den ytre kapasiteten slik at denne blir minst like stor som den indre kapasiteten

$$R_a \geq R_i$$

For den ytre kapasiteten er det innboringslengden i berg λ og inngysingslengden L_{tb} (forankret staglengde) som er avgjørende. λ og L_{tb} beregnes for P_p.

Brudd mellom stagmaterialet og mørtel

Kapasiteten avhenger av heften mellom stål og mørtel (kfr. Håndbok 026 – ref. 17). Det antas at lasten overføres jevnt fordelt langs hele forankringslengden. Ved bruk av mørtel tilsvarende B 30 vil karakteristisk heftfasthet være 2,4 MPa. Med en partialfaktor for materialfasthet på 1,25 blir dimensjonerende heftfasthet $\tau_{d;stål\text{-}mørtel} \approx 2{,}0$ MPa.

Normalt installeres lissestag 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.

$$L_{tb} = \frac{P_p}{\tau_{d;stål-mørtel} \cdot d_{ekv} \cdot \pi} \qquad \text{hvor} \quad d_{ekv} = \sqrt{1{,}2 \cdot n} \cdot d_{lisse}$$

Ved permanente stag installeres lissene med avstandsholdere og summen av enkeltlissenes kapasitet kan da benyttes i beregningene. Dette gir vesentlig kortere forankringslengde og blir ikke dimensjonerende.

$$L_{tb} = \frac{1}{n} \cdot \frac{P_p}{\tau_{d;stål-mørtel} \cdot d_{lisse} \cdot \pi}$$

Brudd mellom mørtel og berg

Heft mellom mørtel og berg er normalt lavere enn mellom stål og mørtel. Typiske karakteristiske verdier er vist i nedenstående tabell. Her forutsettes mørtel som minst tilfredsstiller fasthetsklasse B 30 (NS-EN 1992), se Figur 10. 19.

Bergart	Tyngdetetthet kN/m^3	Trykkfasthet MPa	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
Leiskifer	ca 20 - 27	25 - 60	0,5

Figur 10. 19 Tabell over heftfasthet mørtel berg for ulike bergarter.

Dimensjonerende heftfasthet beregnes ved å dividere karakteristisk heftfasthet med en partialfaktor for materialfasthet $\gamma_M = 1{,}25$.

Ved forankring i gabbro blir da

$$\tau_{d,mørtel-berg} = \frac{\tau_{k,mørtel-berg}}{1{,}25} = \frac{2{,}5}{1{,}25} = 2{,}0\ MPa \text{ og}$$

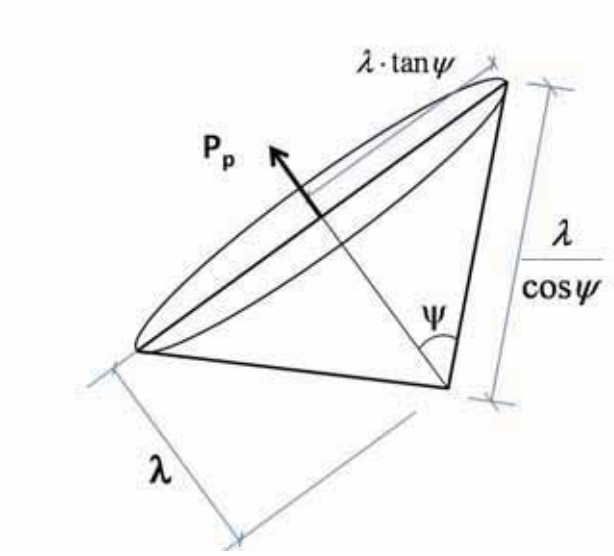
$$L_{tb} = \frac{P_p}{\tau_{d;mørtel-berg} \cdot d_{borhull} \cdot \pi}$$

Stabilitet av berg mot uttrekking

Normalt vil bergets sprekkesystem og mulig mobiliserbar heftfasthet langs sprekkeplanene i det aktuelle forankringsområdet ikke være kjent. Bergartstype kan imidlertid undersøkes og indikasjoner på grad av oppsprekking vurderes. Fullskalaforsøk med forankringer i berg har vist at bruddlegemet får en konusaktig form. På denne bakgrunn kan det for enkeltstag utledes følgende formel basert på en karakteristisk heftfasthet τ_k langs bruddlegemets kjegleoverflate, se Figur 10. 20. Her ser en bort fra både vekt og skjærmotstand i mulig jordoverdekning da samvirket mellom berg og jord er usikkert.

$$\lambda = \sqrt{\frac{\gamma_M \cdot P_p \cdot \cos\psi}{\tau_k \cdot \pi \cdot \tan\psi}}$$

Hvor P_p = prøvekraft per stag i kN
γ_M = materialfaktor (vanligvis 2 – 3)
ψ = bergmassens bruddvinkel (se Figur 10. 20)
τ_k = bergmassens karakteristiske heftfasthet på bruddplanet i kPa



Figur 10. 20 Antatt form på uttrekkslegeme.

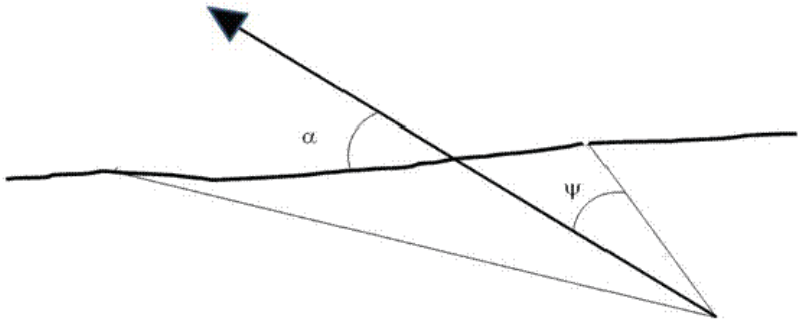
Til støtte for valg av bruddvinkel i bergmassen kan indikasjoner beskrevet i Figur 10. 21 anvendes. Siden bergoverflaten vanligvis ikke kan inspiseres visuelt, må antagelse om sprekkemønster baseres på kjerneboring eller informasjon fra nærliggende områder.

Beskrivelse av bergart	**Heftfasthet på bruddplan τ_k kPa**	**Bruddvinkel ψ^0**
Meget godt berg, ett sprekkesett med sporadiske sprekker, bergmassens trykkstyrke > 50 MPa.	100 -200	$\psi_{maks} \leq 45^0$
Bergmasser med to sprekkesett og sporadiske sprekker, bergmassens trykkstyrke 15 – 50 MPa	50 - 100	$\psi_{maks} \leq 40^0$
Tre sprekkesett med sporadiske sprekker, men mindre enn 20 sprekker pr. m^2, bergmassens trykkstyrke < 15 MPa.	50	$\psi_{maks} \leq 30^0$
Ved sterkt oppsprukket berg bør sementinjeksjon i bergmassen vurderes		

Figur 10. 21 Tabell til støtte for vurdering av bergets bruddvinkel

Siden heftfastheten lags bruddplanet vil kunne utgjøre en kombinasjon av friksjon langs eksiterende sprekkeplan og rent skjær i bergmassen, vil fastsettelse av en verdi for τ_k være beheftet med stor usikkerhet. Beregningsmessig synes angitte verdier i Figur 10. 21 å gi fornuftige resultater ved å anvende en relativt høy materialfaktor. Der en har god kjennskap til bergart og oppsprekkingsforhold ved mulighet til inspeksjon av blottlagt bergoverflate i nærheten kan $\gamma_M = 2$ benyttes. I andre tilfeller benyttes $\gamma_M = 3$.

Med spiss vinkel α mellom stagretning og bergoverflate som vist i Figur 10. 22 vil grunnlaget for beregningsmetoden med rettvinklet konus avvike fra forutsetningene idet uttrekkskonen da blir skjev. Likevel antas metoden å være anvendelig forutsatt at forholdet mellom α og ψ holdes innefor verdier som vist i tabell Figur 10. 23.



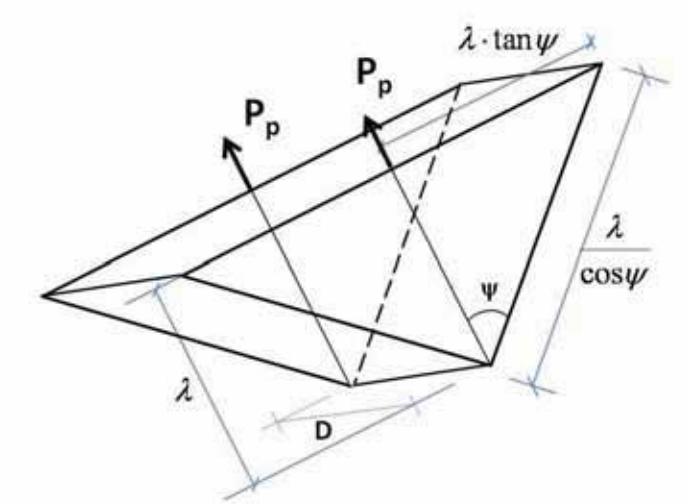
Figur 10. 22 Spiss vinkel mellom stag og bergoverflate

Stagvinkel α	Bruddvinkel ψ	Kommentar
$\alpha \geq 45^0$	$\psi_{maks} \leq 35^0$	
$\alpha \geq 40^0$	$\psi_{maks} \leq 30^0$	
$\alpha \geq 30^0$	$\psi_{maks} \leq 25^0$	Beregnet λ usikker

Figur 10. 23 Valg av toppvinkel ψ i forhold til vinkel α mellom stag og bergoverflate

For flere stagrader vil overlappende bruddkjegler nærme seg en bruddfigur som tilnærmet kan antas å ha form av et langstrakt trekantprisme med spissen ned. Med mange nok stag slik at effekten av endeflater blir av mindre betydning, kan følgende formel utledes, se Figur 10. 24.

$\lambda = \frac{\gamma_M \cdot P_p \cdot \cos\psi}{2 \cdot \tau_k \cdot D}$ hvor D = avstand mellom stag i m målt langs bergoverflaten.

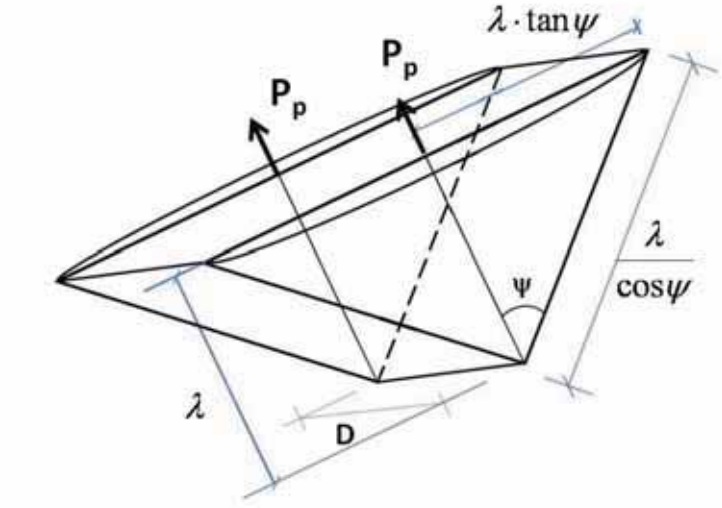


Figur 10. 24 Antatt forenklet bruddlegeme ved mange stag på rad

Normalt vil antall stag i rekken være begrenset og da kan følgende tilnærmede formel benyttes basert på rektangulære sideflater og koniske endeflater, se Figur 10. 25.

$$\lambda = \frac{-(\eta - 1) \cdot D \pm \sqrt{(\eta - 1)^2 \cdot D^2 + \pi \cdot \sin\psi \cdot \dfrac{\eta \cdot P_p \cdot \gamma_M}{\tau_k}}}{\pi \cdot \tan\psi}$$

hvor η er antall stag og P_p last pr. stag.



Figur 10. 25 Antatt forenklet bruddlegeme ved begrenset antall stag på rad

I vanlig praksis prøvespennes et og et stag i stagrekken, men siden prøvespente nabostag vil stå med dimensjonerende last når neste stag prøvespennes, benyttes likevel P_p i formelen vist ovenfor. Dette gir verdier for λ noe på sikker side.

I områder med ujevn bergoverflate hvor statgvinkelen α mellom bergoverflaten og stagretningen vil variere fra stag til stag, må det foretas en analyse av hvor de ugunstigste forholdene vil oppstå. Lengste beregnede innboringslengde λ velges da for dette området.

Dimensjonering av L_{tb} og λ for å oppnå nødvendig R_a som vist ovenfor, vil normalt ligge på sikker side med de anvendte partialfaktorene. Siden alle stag skal prøvetrekkes vil en 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 bør ikke forankringslengden være for kort da brudd ved prøvebelastning vil føre til ekstrakostnader ved forsinkelser med innboring og gysing av nye stag med større lengde. Normalt vil nødvendig innboringslengde variere i området $3\ m \leq \lambda < 10\ m$, men mindre lengde enn $\lambda = 4\ m$ bør normalt ikke anvendes.

Hvis stagkreftene kommer relativt vinkelrett mot folieringsplanet i sterkt skifrige og folierte bergarter, bør en for stagrekker vurdere å variere innboringslengden for nabostag for å motvirke eventuell fare for folieringsbrudd fremfor uttrekk av prismeformet legeme, slik beregningsmåten ovenfor forutsetter.

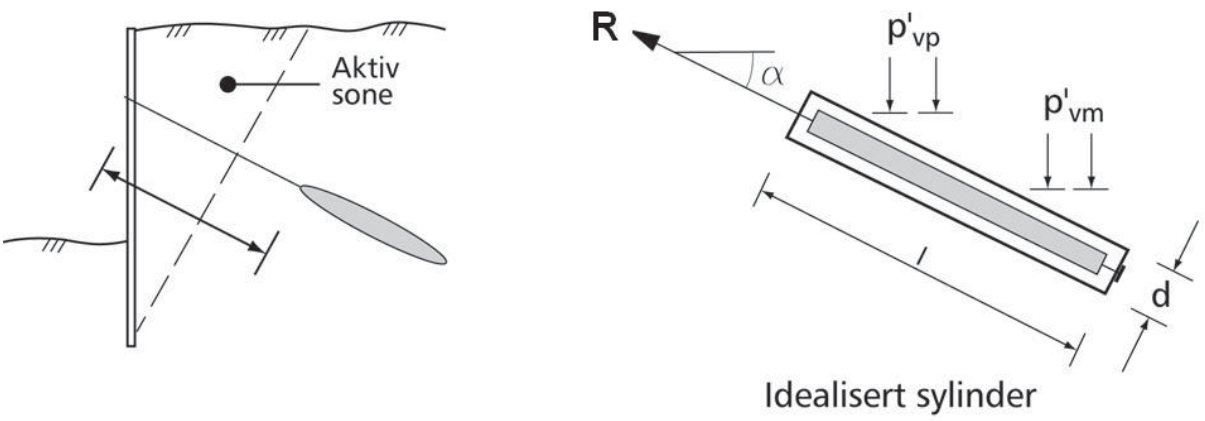
Når det gjelder permanente stag i berg skal stag, forankringssone og staghoder utføres med dobbelt korrosjonsbeskyttelse. I tillegg kan ikke stagene utnyttes like høyt i permanent-fasen som beskrevet over. Det er også andre konstruksjonsforskjeller, bl.a. større overdekning (50 mm), lenger forankringslengde i berg, 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 stag som skal godkjennes av byggherren

10.5.2.2 Løsmassestag.

Løsmassestag kan deles inn i tre hovedtyper ut fra installasjonsmetode:

1. Injiserte stag, installeres ved boring og injeksjon (høyt trykk)
2. Gyste stag, installeres ved forboring og pumping av mørtel (lavt trykk)
3. Ekspanderte stag, installeres ved forboring og deretter ekspansjon ved høyt trykk (Expander body)

For alle systemer kan forankringslegemet betraktes som en idealisert sylinder og dimensjoneres etter prinsipp beskrevet under. Det gjøres oppmerksom på at injisert sone i begge tilfeller må ligge godt utenfor aktiv sone bak vegg, jfr. Figur 10. 26. Det må også kontrolleres at kritiske glidesirkler ikke kan forekomme utenfor forankringssonen for staget.



Figur 10. 26 Løsmassestag.

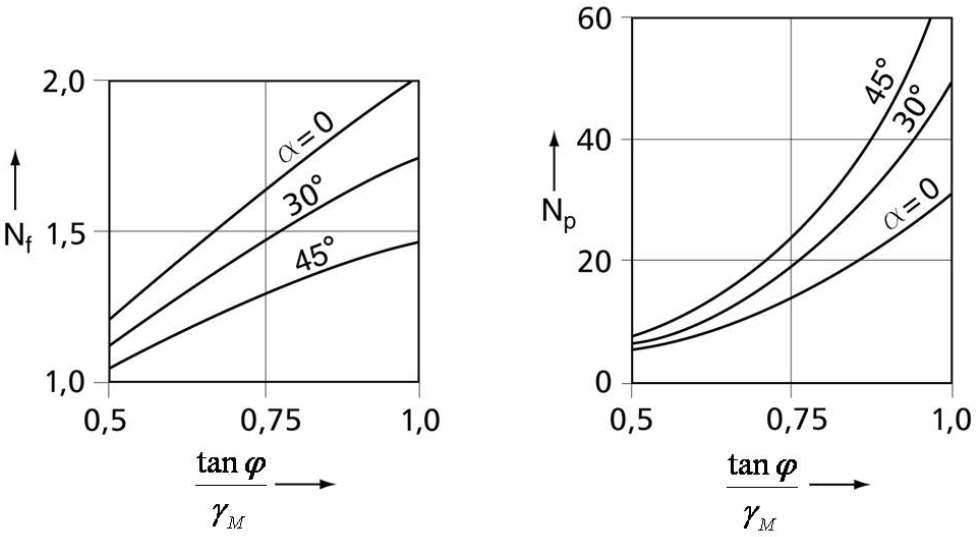
Kapasitet av forankringen kan beregnes som summen av friksjonsmotstand og spissmotstand etter følgende formler (symbolene er vist på figur 10.16):

$$R_d = N_f \cdot p'_{vm} \cdot d \cdot l + N_p \cdot p'_{vp} \cdot d^2$$

$$N_f = \frac{\pi}{2} \cdot (K_0' + K_0' \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha) \cdot \tan \varphi_d \quad \text{hvor } K_0' \text{ kan beregnes som } K_0' = 1 - \sin \varphi_d$$

$$N_p = \frac{\pi}{4} \cdot N_q \cdot (\sin^2 \alpha + K_0' \cos^2 \alpha)$$

N_f og N_p kan også avleses på diagrammene vist på Figur 10. 27.



Figur 10. 27 Bæreevnefaktorer for beregning av forankring.

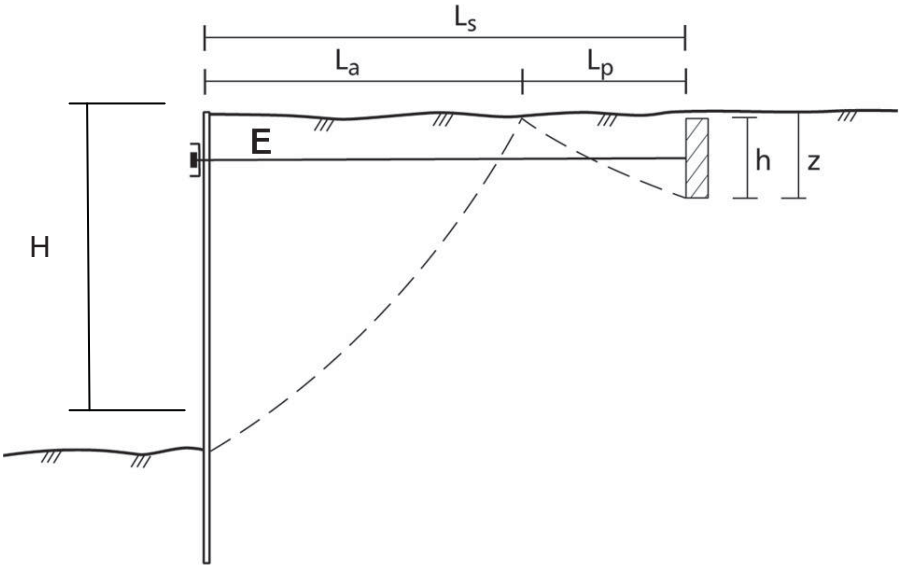
Ved vurdering av friksjonsmotstand skal normaltrykket mot sylinderen alltid kontrolleres mot oppnådd mottrykk under injeksjonen. Dette trykket vil gi en god indikasjon på hvilket totalt trykk som kan oppnås i løsmassene mot sylinderen.

Det skal beregnes tilstrekkelig tid til rekonsolidering av massene rundt staget etter injeksjon/gysing//ekspansjon. For stag i leire må skjærstyrken vurderes spesielt nøye.

Alle løsmassestag bør prøveoppspennes til en last som ligger godt over beregnet kapasitet. Krypeffekter bør også kvantifiseres med grunnlag i prøveoppspenningen og kontrolleres mot forutsetningene slik at man ikke får problemer med disse etter at staget er satt og spent. Det vises ellers til Kap 16 når det gjelder korrosjonsbeskyttelse og prøvebelastning av jordnagler.

10.5.2.3 Vertikal forankringsvegg.

Alternativt til at stagene forankres i berg eller løsmasser kan disse forankres til en vertikal forankringsvegg i avstand L_s fra spunten. Dersom en slik løsning benyttes er det vesentlig for resultatet at massene foran veggen komprimeres godt. Kraften som forankringen skal dimensjoneres for, E_d, beregnes for eksempel som beskrevet for forankrede spuntvegger (avsn. 10.2.7). Nødvendig avstand mellom spunt og forankringsvegg, L_s, bestemmes ut fra kravet om at de to jordtrykksonene ikke skal overlappe, se Figur 10. 28.



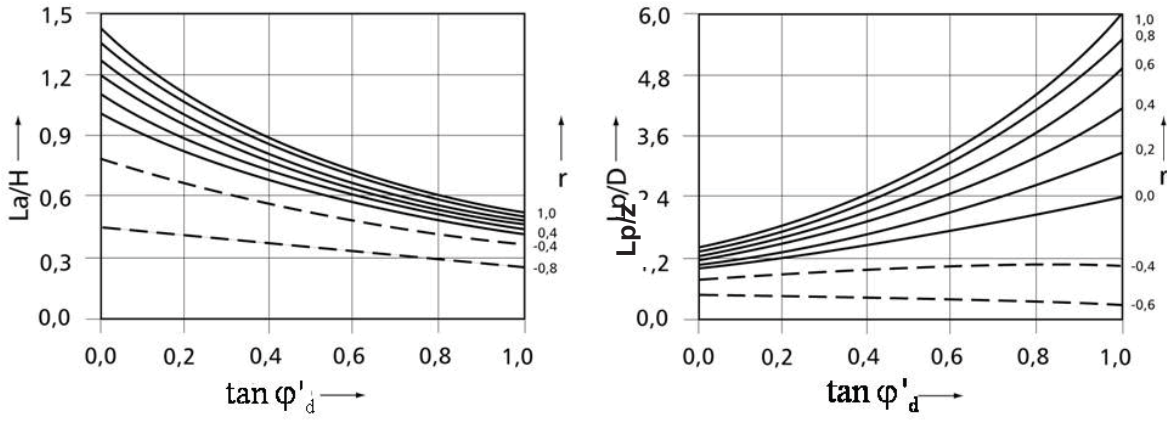
Figur 10. 28 Prinsippskisse for vertikal forankringsvegg.

Forankringsveggens høyde, *h*, bestemmes slik at mottrykkskraften for veggen $R_d = \left(P_p' - P_A'\right)$ blir lik eller støree enn forankringskraften $R_d \geq E_d$. Dersom veggens høyde $\left(h \geq \frac{2}{3} z\right)$, jfr. Figur 10. 28 kan en regne med hele dybden *z*.

Ruhet r (for beregning av jordtrykk) må velges slik at vertikal likevekt er oppnådd, dvs:

$T_P - T_A \leq W_A$ der W_A er vekt av vegg og overliggende jord. $r = \frac{W_A}{R \cdot \tan \varphi'_d}$

Med H og r bestemt for spunten z og r bestemt for forankringsplaten kan L_a og L_p tas ut i fra diagrammer vist på Figur 10. 29.



Figur 10. 29 Bestemmelse av ruhet for forankring.

10.5.2.4 Horisontal forankringsplate.

Stag kan også forankres i en horisontal forankringsplate. Det henvises her til Kap. 9.5 hvor forutsetninger og formelverk er gjengitt.

10.5.3 Puter

Puter monteres for å fordele lasten fra jordtrykket via spunt og puter til stagene. Putene monteres slik at momentet opptas om den sterke aksen, sveises til spunten på hver spuntrygg, og tilpasses stagenes/stiverenes helning ved hjelp av trekantknekter og stegavstivere.

Putene dimensjoneres i bruddgrensetilstanden og kontrolleres for ulykkestilstanden.

Den horisontale jordtrykkslasten beregnes. Det horisontale trykket fra jorda dekomponeres i forhold til vinkel på avstiving til lasten, *q*, mot putene i stagretningen/stiverretningen.

Der det ikke benyttes puter, skal lastfordelingen mellom stagene mot spunten dokumenteres på annen måte.

10.5.3.1 Bruddgrensebetraktning

Det regnes med elastisk oppførsel av stålet. Det benyttes jordtrykk fra bruddgrenseberegning.

Statisk modell: Ved en idealisert beregning med jevnt fordelt last på kontinuerlig bjelke med flere opplegg, regnes momentbelastning for bjelke som:

$$M = \frac{ql^2}{12}$$

For en realistisk beregning av mange stag/stivere på puten, vil ikke dette være korrekt. For å ta hensyn til geometriske ujevnheter pga lastoverføring gjennom puter, trekantlister og plater samt usikkerhet i hvor kontinuerlig puta egentlig er i forhold til den idealiserte modellen, brukes følgende formel for momentbelastning:

$$M = \frac{ql^2}{10}$$

Ved en kort pute med to stag og jevnt fordelt last regnes en bjelke som er fritt opplagt i begge ender. Momentbelastningen blir da:

$$M = \frac{ql^2}{8}$$

10.5.3.2 Ulykkestilstand

Puter skal dimensjoneres for stagbortfall.

Lastnivået mot puta er også avhengig av oppspenningsnivået, dvs. potensielt fall i jordtrykk på grunn av restkapasitet ned mot aktiv jordtrykksgrense.

10.5.3.3 Temporære puter, prosjekteringsprinsipper

For kritiske snitt kontrolleres høyeste beregnede linjelast for putene i bruddgrense-tilstanden. Vi finner kritisk fase uavhengig om dette er i permanent eller midlertidig fase. Bruddgrensetilstanden finnes ved å innføre partialfaktor for materialfasthet γ_M for jordmaterialet i kritiske faser samt i den endelige situasjon.

Det skal 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 stagene.

I bruddtilstanden:

Momentkapasiteten til putene regnes ut fra en antagelse om jevnt fordelt last på kontinuerlige puter uten vipping. Det legges inn en formfaktor, $K_{form} = 1{,}2$ for å ta høyde for unøyaktigheter i plassering samt det faktum at vi ikke har en jevn fordelt last, men lastoverføring mot flere oppleggspunkter på spunten.

$$M_{d,beudd} = K_{form} \cdot \frac{q \cdot l^2}{12} \Rightarrow M_{d,brudd} = \frac{q \cdot l^2}{10}$$

l = senteravstand mellom stagene, q = last i stagenes retning vinkelrett på putene.

Dimensjonering av puter utføres med en partialfaktor for materialfasthet i stålet $\gamma_{m,stålbrudd} = 1{,}15$ ved meget alvorlig bruddkonsekvens og normal kontroll av arbeidene (ved omfattende kontroll av stålarbeidene kan det benyttes $\gamma_{m,stålbrudd} = 1{,}1$).

Installert momentkapasitet, M_i, for putene skal være større enn dimensjonerende moment, $M_{d,brudd}$.

$$M_i = W \cdot f_y / \gamma_{M,stålbrudd} \leq M_{d,brudd}$$

I ulykkestilstanden:

Ulykkestilstanden for puter opptrer ved stagbrudd. Det vurderes i hvert enkelt tilfelle om ulykkestilstanden skal dekkes opp med doble stag i hver pute-ende.

Tilstanden kontrolleres for laster som baserer seg på beregninger i brukstilstanden. Dimensjonerende moment beregnes med 3 flyteledd i putene. Partialfaktor for materialfasthet i stål er $\gamma_{mstålulykke} = 1,0$. Det legges inn en reduksjonsfaktor, λ_{red} mellom 0,7 – 1,0 for å modellere reduksjon i jordtrykket ved store deformasjoner og lastomfordeling ved et stagbrudd. Reduksjonen bestemmes i hvert enkelt tilfelle og avhenger av bl.a. hvor stor mobiliseringen av skjærfasthet i jorden er i bruksgrensetilstanden samt geometrien av støttekonstruksjonen.

$q_{d,ulykke} = \lambda_{red} \cdot q_{d,bruk}$ $\lambda_{red} = 0,7 – 1,0$

$M_{d,ulykke} = q_{d,ulykke} \cdot L^2 / 16 = \lambda_{red} \cdot q_{d,bruk} \cdot l^2 / 4$

$L = 2 \cdot l$ der l = prosjektert senteravstand mellom stagene før stagbrudd, $q_{d,bruk}$ dimensjonerende linjelast i stagenes retning, vinkelrett på putene beregnet i bruksgrensetilstand

Det brukes plastisk motstandsmoment for å beregne installert momentkapasitet. Installert kapasitet skal være større enn dimensjonerende kapasitet.

$M_i = W_{p,last} \cdot f_y \geq M_{d,brudd}$ $W_{p,last} \approx W_{e,last} \cdot 1,2$ for U-profiler.

10.5.3.4 Permanente puter, prosjekteringsprinsipper

I tillegg til vurderingene for temporær spunt, vurderes bestandighet i den permanente situasjonen. Putene skal korrosjonsbeskyttes i den permanente tilstanden. I denne tilstanden regnes ikke stagbortfall som ulykkestilstand.

Det utføres ingen spesielle beregninger for puter under disse forutsetninger. Installert momentkapasitet skal være større enn dimensjonerende moment i bruddtilstanden for den permanente fasen.

10.5.4 Spuntfot

Det er ofte behov for å ta opp horisontale og vertikale krefter i spuntfoten i tillegg til forankringene og/eller stiverne.

10.5.4.1 Horisontal kapasitet

Dersom det passive motholdet fra jorda foran spunten ikke er tilstrekkelig, må spuntfoten sikres. Den vanligste måten å gjøre dette på er ved å etablere fotbolter.

Kraft i fotbolt bestemmes ut i fra kraftlikevekt.

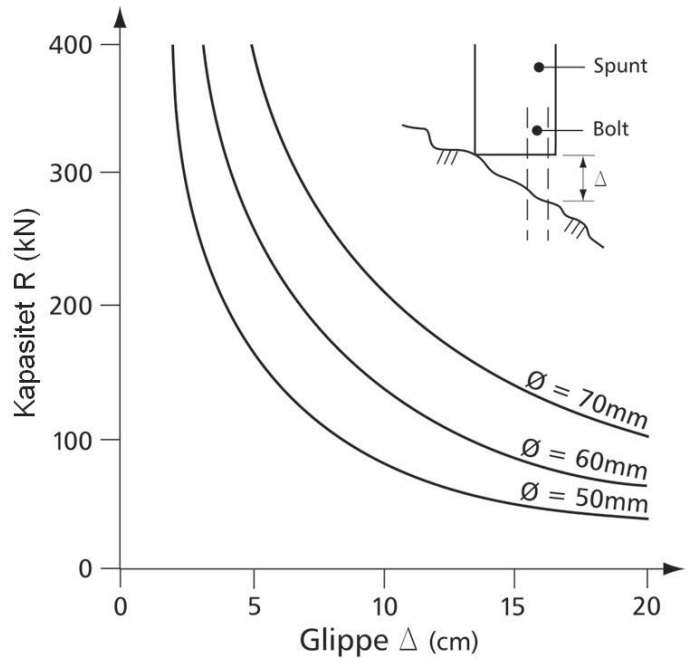
Boltens motstandskapasitet R bestemmes ut ifra følgende formel:

$$R = \frac{2 \cdot W \cdot f_y}{\Delta \cdot \gamma_M}$$

der:

W	=	boltens motstandsmoment
f_y	=	stålets flytespenning
Δ	=	glippe ved berg
γ_M	=	partialfaktor for materialfasthet i stål

Et dimensjoneringsdiagram, forutsatt bruk av stål med flytespenning f_y= 355 *N/mm* er vist på Figur 10. 30.



Figur 10. 30 Dimensjonering av fotbolter (etter T. Haugen, 1998, Ref. 12).

Det er mer sjelden brukt påsveiset spiss på spunten som rammes inn i berg. Avhengig av bergforholdene og den oppnådde innmeislingsdybde i berg gjøres en skjønnsmessig vurdering av hvilken horisontalkapasitet spuntfoten vil oppnå.

Det er også vanlig å sikre spuntfoten i forbindelse med undersprengning eller dersom det viser seg at berget ikke er stabilt. Sikringen kan utføres med innboring av kamstål som sveises fast opp langs spunten. Alternativt kan kamstålet støpes inn i en betongdrager som støpes mot spuntfoten. Utstøping vil også ha den effekt at den tetter mot innpressing av vann og løsmasser under spuntfoten.

10.5.4.2 Temporære fotbolter, prosjekteringsprinsipper

Fotbolter dimensjoneres som regel etter momentkapasitet for boltene. Det regnes normalt med en glippe på 50 – 100 mm som dimensjonerende avstand fra UK spunt til OK berg. For å ta høyde for usikkerhet ved berg kan det monteres 2 rør pr. spuntnål for å ha en ekstra sikkerhet dersom glippen blir stor for den første bolten.

Boltene skal gyses fast i berg. Brudd i spuntfoten er innenfor kategorien meget alvorlig bruddkonsekvens. Partialfaktor for materialfasthet i stålet velges da som $\gamma_M = 1{,}15$. Kapasiteten beregnes for den mest kritiske fasen i bruddgrensetilstand. Installert horisontal boltekapasiteten skal være større enn største horisontale fotkraft beregnet i det mest kritiske snitt i brudd eller bruksgrensetilstand. Ved bruk av høyfast stål må også innfestingen av bolten til spunten vurderes.

$$R_{ibrudd} = \frac{2 \cdot W \cdot f_y}{\Delta \cdot \gamma_M} \geq S_d \qquad \Delta = \text{glippe mellom OK berg og UK spunt}$$

S_d = dimensjonerende horisontalkraft

10.5.4.3 Permanente fotbolter, prosjekteringsprinsipper

I tillegg til vurderingene i temporær tilstand vurderes bestandighet i den permanente situasjonen. Boltene skal gyses fast i berg. Dette regnes likevel ikke som tilstrekkelig korrosjonsbeskyttelse for boltene. Kapasiteten beregnes for permanent fase i bruddgrensetilstand med anslått korrosjonstap.

Boltene oppdimensjoneres for et korrosjonstap på for eksempel 0,03 mm pr. år over 100 år. Det gir 3 mm ensidig og 6 mm tosidig korrosjon over levetiden. Dvs. et ståltap på 6 mm på boltediameteren. Partialfaktor for materialfasthet i stålet velges da som $\gamma_M = 1{,}15$. Installert boltekapasitet skal være større enn beregnet horisontal fotkraft i bruddgrensetilstand.

$$R_{ikorr} = \frac{2 \cdot W_{korr} \cdot f_y}{\Delta \cdot \gamma_M} \geq S_d \qquad \Delta = \text{glippe OK berg til UK spunt}$$

Alternativt kan syrefast stål vurderes. Bestandighet over 100 års levetid skal da dokumenteres.

10.5.4.4 Vertikal kapasitet

Dersom spunten skal overføre vertikale laster til berg, skal det utarbeides et rammekriterium som verifiserer spuntens vertikale bæreevne.

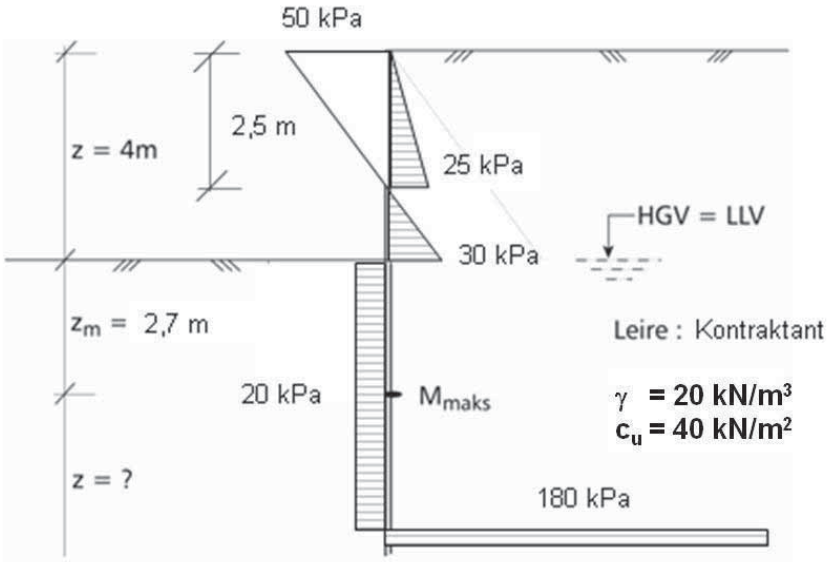
10.6 SPUNTBEREGNINGER - EKSEMPLER

I dette avsnittet er det vist en del eksempler på dimensjonering av spunt og avstivninger samt kontroll av byggegropens stabilitet. Det er vist eksempler på både håndregning og beregninger med samvirkeprogrammer.

10.6.1 Håndregning

10.6.1.1 Utkraget spunt

Det skal dimensjoneres en utkraget spunt i leire i henhold til avsnitt 10.3.3. Dimensjoner og grunnforhold framgår av Figur 10. 31.



Figur 10. 31 Håndregning; eksempel 1 - utkraget spunt.

a) Ruhet velges $r = 0$ på grunn av at det kan forventes omrøring av jorda under ramming av spunten.

b) Partialfaktor for materialfasthet bestemmes i henhold til Kapittel 0.3.6 for meget alvorlig skadekonsekvens og kontraktant brudd $\gamma_M = 1{,}6$.

c) Jordtrykkskoeffisienter for totalspenningsanalyse (flatt terreng bak spunten) i henhold til kap. 5. $r = 0$ og $\beta = 0$ gir $K_\tau = 2{,}0$.

d) Aktivt jordtrykk (p_A) bak veggen til dybde z (traubunn) bestemmes i henhold til kap. 5.

$$p_A = \gamma \cdot z - K_\tau \cdot \frac{c_u}{\gamma_M} = \left(20 \cdot z - 2{,}0 \cdot \frac{40}{1{,}6} \right) kN/m^2$$

Dette gir p_A = - 50 kPa i 0 m dybde og p_A = 30 kPa i 4 m dybde og p_A = 0 i 2,5 m dybde.

Vi regner her ikke med strekk i øvre del av jorda bak spunten, men tar høyde for at det kan oppstå sprekk mellom spunt og jord på grunn av strekket og regner med vanntrykk i sprekken.

e) Resulterende mottrykk p_r under traubunn på forsiden av spunten (gravesiden) ved en vilkårlig dybde z_x bestemmes:

$$p_r = p_P - p_A = \left(\gamma' \cdot z_x + K_\tau \cdot \frac{c_u}{\gamma_M}\right) - \left(\gamma' \cdot z_x + \gamma \cdot z - K_\tau \cdot \frac{c_u}{\gamma_M}\right) =$$

$$\left(10 \cdot z_x + 2{,}0 \cdot \frac{40}{1{,}6} - \left(10 \cdot z_x + 20 \cdot 4 - 2{,}0 \cdot \frac{40}{1{,}6}\right)\right) kN/m^2 = 20 kN/m^2$$

Resulterende mottrykk p_{ro} under traubunn på baksiden av spunten (jordsiden) ved en vilkårlig dybde z_x bestemmes:

$$p_{ro} = p_P - p_A = \left(\gamma' \cdot z_x + \gamma \cdot z + K_\tau \cdot \frac{c_u}{\gamma_M}\right) - \left(\gamma' \cdot z_x - K_\tau \cdot \frac{c_u}{\gamma_M}\right) =$$

$$10 \cdot z_x + 20 \cdot 4 + 2{,}0 \cdot \frac{40}{1{,}6} - (10 \cdot z_x - 2{,}0 \cdot \frac{40}{1{,}6}) kN/m^2 = 180 kN/m^2$$

f) Vi finner først dybde til momentmaksimum. Skjærkraft lik 0 gir dybde, z_m, til momentmaksimum; M_{maks}:

$$p_{vann} \cdot z_v \cdot \frac{1}{2} + p_A \cdot z_j \cdot \frac{1}{2} - p_r \cdot z_m = 0 \Rightarrow z_m = \frac{\frac{25 \cdot 2{,}5}{2} + \frac{30 \cdot 1{,}5}{2}}{20} = 2{,}7m$$

Spunten er ikke i likevekt. For å oppnå likevekt må momentet om spunten være null.

I tillegg må summen av horisontale krefter under momentmaksimumspunktet være null. Dette gir oss følgende ut fra de kjente horisontale spenninger p_r og p_{ro} mot spunten:

$$p_r \cdot z_1 - p_{ro} \cdot z_2 = 0 \quad \text{som gir:} \quad z_2 = \frac{20}{180} \cdot z_1 = \frac{1}{9} z_1$$

g) Total dybde av spunt beregnes ved å finne momentlikevekt for spunten om punktet for momentmaksimum:

$$20 \cdot 2{,}7 \cdot \frac{2{,}7}{2} - \frac{25 \cdot 2{,}5}{2} \cdot (4 - \frac{2 \cdot 2{,}5}{3} + 2{,}7) - \frac{30 \cdot 1{,}5}{2} \cdot (\frac{1{,}5}{3} + 2{,}7) - 20 \cdot z_1 \cdot \frac{z_1}{2} + 180 \cdot z_2 \cdot \left(z_1 + \frac{z_2}{2}\right) = 0$$

Vi setter inn $z_2 = \frac{1}{9} \cdot z_1$ i formelen og får:

$z_1 = 3{,}74 \Rightarrow z_2 = 0{,}42$

Total lengde for spunten blir dermed:

$$Z_{spunt} = z + z_m + z_1 + z_2 = 4 + 2{,}7 + 3{,}74 + 0{,}42 = 10{,}9m$$

Momentmaksimum for spunten i dybde z_m= 2,7 m beregnes til:

$$20 \cdot 2{,}7 \cdot \frac{2{,}7}{2} - \frac{25 \cdot 2{,}5}{2} \cdot (4 - \frac{2 \cdot 2{,}5}{3} + 2{,}7) - \frac{30 \cdot 1{,}5}{2} \cdot (\frac{1{,}5}{3} + 2{,}7) = -155{,}35kNm$$

Med en stålkvalitet som er vanlig for spunt, gir dette et nødvendig motstandsmoment ved bruk av U-spunt (låser i nøytralaksen):

Med S 355 GP er $f_y = 355\ N/mm^2$ og med γ_M = 1,15 gir dette $f_d = \frac{355}{1{,}15} = 309N/mm^2$

Nødvendig motstandsprofil kan da beregnes $W \geq \frac{M_{\max}}{0{,}8 \cdot f_d} = \frac{155{,}35 \cdot 1000}{0{,}8 \cdot 309} = 629cm^3 \approx 630cm^3$

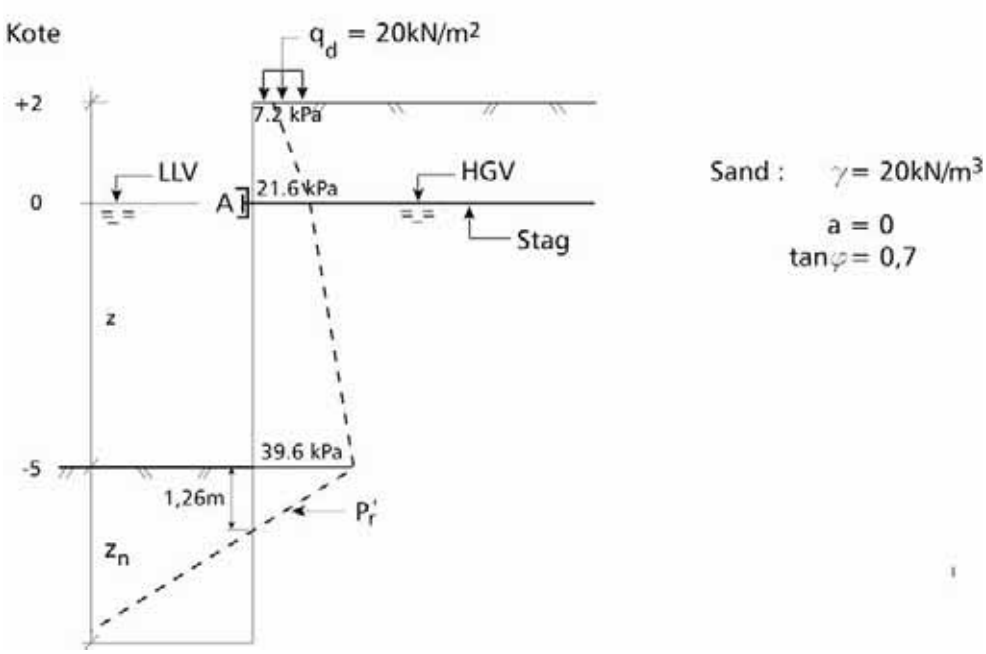
Faktoren 0,8 benyttes for å ta hensyn til at spuntlåsene ligger i nøytralaksen (redusert friksjon i låsene).

Spuntprofil som tilfredsstiller kravet til W tas ut av tabell over tilgjengelige spuntprofiler.

Resulterende deformasjoner i spunten må kontrolleres ved hjelp av samvirkeprogrammer som for eks. SPUNT-A3 eller lignende programmer.

10.6.1.2 Stagforankret spunt

I henhold til beskrivelsen i avsnitt 10.3.4 skal det dimensjoneres en spuntvegg i sand for bygging av et brulandkar. Spunten skal forankres med horisontale stag. Dimensjoner og grunnforhold framgår av Figur 10. 32.



Figur 10. 32 Håndregning; eksempel 2 - forankret spunt.

a) Det benyttes forskjellig ruhet på aktiv og passiv side. Vi benytter samme ruhet for hele spuntlengden. Velger $r_A = 0{,}3$ og $r_P = 0{,}5$

b) Nøytralt brudd og alvorlig bruddkonsekvens gir $\gamma_M = 1{,}4$.

c) Jordtrykkskoeffisienter for effektivspenningsanalyse (flatt terreng bak spunten) i henhold til kap. 5. $\tan\varphi_d = \dfrac{\tan\varphi}{\gamma_M} = \dfrac{0{,}7}{1{,}4} = 0{,}5$ og $r_A = 0{,}3$ gir $K_A = 0{,}36$ og $r_P = 0{,}5$ gir $K_P = 3{,}5$

Jordtrykkene på begge sider av spunten beregnes i henhold til kap. 5.

$$p_A' = (q_d + \gamma \cdot z) \cdot K_A'$$
$$p_P' = (\gamma \cdot z) \cdot K_P'$$

Terrenglast medregnet partialfaktor for lastvirkning γ_Q = 1,3 for trafikklast settes til q_d = 20 kPa. Her er således mulig karakteristisk trafikklast bak spunten i anleggsfasen vurdert noe lavere enn det som er vanlig for trafikklast på terreng bak landkar og støttemurer (q_k = 20 kPa som gir q_d = 26 kPa).

d) Resulterende jordtrykk beregnes etter følgende:

$$p_r' = (p_A' + u_A) - (p_P' + u_P)$$

der u_A og u_P er vanntrykkene på henholdsvis aktiv og passiv side. Resultatene settes opp i tabell. Beregnede resulterende jordtrykk er også vist på Figur 10. 32.

z (m)		Kote	p_A'(kN/m^2)	p_P'(kN/m^2)	p_r'(kN/m^2)
	0	2	7,2		
	2	0	21,6		
	7	-5	39,6	0	39,6
z	8,26	-6,26	44,1	44,1	0,036
z	10,4	-8,4	51,8	119	-67,2

e) Momentlikevekt om forankringspunktet (A) gir nødvendig spuntlengde under traubunn (z_n). z_n finnes ved iterasjon, kfr. Figur 10. 32

Momenter fra trykkdiagrammene på høyre side av spunten om (A) gir et moment på M = 531.2 kNm. Dette må balanseres av moment fra trykkdiagrammet på venstre side i bunnen av spunten, dvs $10*(3{,}5-0{,}36)\cdot z\cdot\frac{z}{2}\cdot(5+1{,}26+\frac{2\cdot z}{3})=531{,}2$. Dette gir z = 2,1 m

For denne spunten gir momentlikevekt z_n = 1,26 + 2,1 = 3,36 m. Total lengde av spunt blir ut fra dette:

$$L \geq z + z_n \geq 7m + 3{,}4m \geq 10{,}4m$$

f) Kraft i forankringsstaget $\mathrm{E_A} + \mathrm{F_1} - \mathrm{F_2} = 0$ der F_1 er summen av horisontalkreftene fra resulterende jordtrykk på passiv side og F_2 er summen av horisontalkreftene fra resulterende jordtrykk på aktiv side.

$$\mathrm{E_A} = \frac{(21{,}6+7{,}2)\cdot 2}{2} + \frac{(39{,}6+21{,}6)\cdot 5}{2} + \frac{39{,}6\cdot 1{,}26}{2} - \frac{67{,}2\cdot 2{,}1}{2} = 136{,}2\mathrm{kN}$$

g) Vertikallikevekt kontrolleres. De vertikale kreftene på spunten må være i likevekt for at spunten ikke skal presses ned. E_{vstag} er vertikalkomponenten av stagkreftene som påføres spunten. T_A og T_P er summen av skjærkreftene på henholdsvis aktiv og passiv side. Friksjon langs spunten, $f = r\cdot\tan\varphi_d$, bestemmes av ruheten mellom spunten og jordarten og jordartens indre friksjon. Dersom man velger en lav ruhet er dette en konservativ antagelse som vil gi større krefter mot spunten. Av den grunn bør ruheten ikke velges høyere enn 0,5 med mindre det er spesielle forhold som kan påregnes.

Følgende må tilfredsstilles:

$$\mathrm{T_A} + \mathrm{E_{vstag}} = \mathrm{T_P}$$

$$T_A = \Sigma\tau_A\cdot\Delta l_{spunt}$$

$$\tau_A = r_A\cdot\tan\varphi_d\cdot(p_A'+a)$$

$$T_P = \Sigma\tau_P\cdot\Delta l_{spunt}$$

$$\tau_P = r_P\cdot\tan\varphi_d\cdot(p_P'+a)$$

Stagkraften er horisontal i dette tilfellet, slik at de eneste vertikalkreftene på spunten kommer fra jordas skjærkraft mot spunten. Attraksjonen er null.

Kote	*z (m)*	$p_A'(kN/m^2)$	$\tau'_A\ (kN/m^2)$ $T_A\ kN$	$p_P'(kN/m^2)$	$\tau'_P\ (kN/m^2)$ $T_P\ kN$
2	0	7,2	1,08		0
			4,32		
0	2	21,6	3,24		0
			22,95		
-5	7	39,6	5,94	0	0
			8,18		7,39
-6,3	8,3	44,3	6,64	45,5	11,375
			15,14		43,18
-8,4	10,4	51,8	7,776	119	29,75
	Sum		**50,59**		**50,58**

$T_P - T_A = 50{,}58 - 50{,}59 = -0{,}01kN$ OK

Hvis det ikke oppnås balanse i skjærkrefter vertikalt, kan lengden av spunten justeres slik at balanse oppnås. Merk at stagkreften da må beregnes på ny med de endrede forutsetninger som endret spuntlengde gir.

h) Dybde til momentmaksimum bestemmes ved å beregne dybden til der skjærkraften = 0

$$\Sigma H = \frac{(7{,}2 + 21{,}6)}{2} \cdot 2 + \frac{(21{,}6 + (21{,}6 + 10 \cdot z \cdot 0{,}36))}{2} \cdot z - 136{,}2 = 0$$

$$\Sigma H = 1{,}8z^2 + 21{,}6z - 107{,}4 = 0$$

Løsningen av ligningen gir z_m = 3,78 m under staget og M_{maks} kan beregnes.

$$M_{maks} = -7{,}2 * 2 * (1 + 3{,}78) - (21{,}6 - 7{,}2) * 2 * (\frac{1}{3} * 2 + 3{,}78)/2 + 136{,}2 * 3{,}78$$
$$- 21{,}6 * 3{,}78 * 3{,}78/2 - 10 * 3{,}78 * 0{,}36 * 3{,}78 * \frac{1}{3} * 3{,}78/2 = 195{,}2kNm$$

i) Nødvendig motstandsmoment for spunten med stålkvalitet $f_y = 355Mpa$ og $\gamma_{M,stål} = 1{,}15$:

$$f_d = \frac{355}{1{,}15} = 309Mpa$$

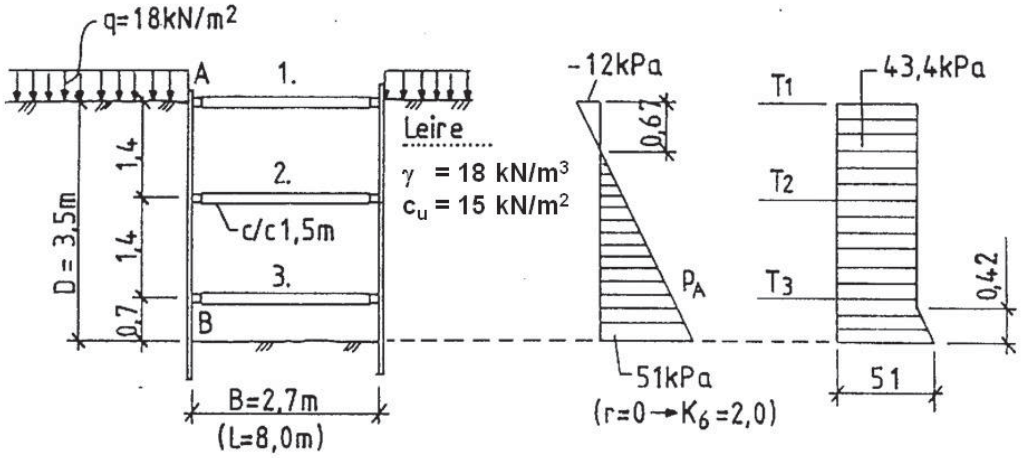
$$W = \frac{M_{maks}}{f_d} = \frac{195{,}2}{309} \cdot 10^3\, cm^3/m = 632cm^3/m \text{ for Z-spunt}$$

$$W = \frac{M_{maks}}{f_d} = \frac{195{,}2}{309 \cdot 0{,}8} \cdot 10^3\, cm^3/m = 790cm^3/m \text{ for U-spunt}$$

10.6.1.3 Innvendig avstivet spunt og sikkerhet mot bunnoppressing

Innvendig avstivet spuntløsning skal dimensjoneres og sikkerhet mot bunnoppressing beregnes for en situasjon med og uten vann i grop. Dimensjoner og grunnforhold framgår av Figur 10. 33.

q_d = 18 kN/m^2 (partialfaktor for lastvirkning inkludert)
γ = 18 kN/m^3
p_d = 5 kN/m^2
z = 3,5m
B = 2,7m
L = 8m
c_u = 15 kN/m^2



Figur 10. 33 Håndregning; eksempel 3 - dimensjonering av avstivet spunt og sikkerhet mot bunnoppressing.

a) Spunt og stivere

Regner r = 0 som gir K_A = 2 og $\tau_c = c_u$ for γ_M = 1,0 for bruk av empirisk trykkfordelings-diagram og γ_F = 1,0. Dimensjonerer spunt og stivere uten vann i gropa.

Jordtrykk $p_A = q_d + \gamma \cdot z - K_\tau \tau_\chi = 18 + 18z - 2 \cdot 15$
I terrengnivå p_A = 18 - 30 = -12 kPa
I bunn utgraving p_A = 18 • 3,5 - 12 = 51 kPa
og p_A = 0 =18 + 18z - 2 ·15 for z = 0,67 m

Total horisontalkraft fra aktivt jordtrykksdiagram blir da E_A = ½· 51· (3,5-0,67) = 72,3 kN/m
Fra empirisk formel $p_h = m \cdot E_A/D$ = 2,1 · 72,3/3,5 = 43,4 kPa
og z til p_A = 43,4 blir 0,67 + (43,4 (3,5-0,67))/51= 3,08 m

Momenter i spunten kan da beregnes tilsvarende som beskrevet i kap 10.3.5 Her benyttes formel $M = \frac{ql^2}{10}$ som gir $M_{spunt} = \frac{43{,}4 \cdot 1{,}4^2}{10} = 8{,}5 \ kNm/m$

Krefter i stivernivå kan så beregnes idet en regner spunten som leddet i bunn og ved 2. stivernivå. Dette gir følgende krefter i stivernivåene:
$E_1 = ½ \cdot 43,4 \cdot 1,4 = 30,4$ kN/m
$E_2 = 30,4 + 22,1 = 52,5$ kN/m
$E_3 = 70,6$ kN/m

På grunn av mulig ujevn fordeling av krefter i stivernivå skal det vurderes om beregnede størrelser bør økes med 20 – 30 % (se Kap. 10.3.5), men dette gjøres ikke i de videre beregninger i dette eksempelet.

Momenter i puter kan så beregnes. For pute i stivernivå 3 (mest påkjent) gir dette med formfaktor $K_{form} = 1,2$ i bruddtilstanden (se Kap. 10.5.3)

$$M = \frac{1,2 \cdot ql^2}{12} = \frac{1,2 \cdot 70,6 \cdot 1,5^2}{12} = 15,9 kNm$$

Med c/c 1,5 m gir dette følgende krefter i tverrstiverne:
$T_1 = 1,5 \bullet 30,4 = 45,6$ kN
$T_2 = 1,5 \bullet 52,5 = 78,8$ kN
$T_3 = 1,5 \bullet 70,6 = 105,9$ kN

b) Sikkerhet mot bunnoppressing

Bæreevnefaktor *Nc* bestemmes i henhold til diagram vist på Figur 10. 15 i avsnitt 10.4.1.

$$z / B = 1,30 \quad og \quad B / L = 0,34 \quad gir \quad N_c = 7,0$$

Sikkerhet mot bunnoppressing beregnes:

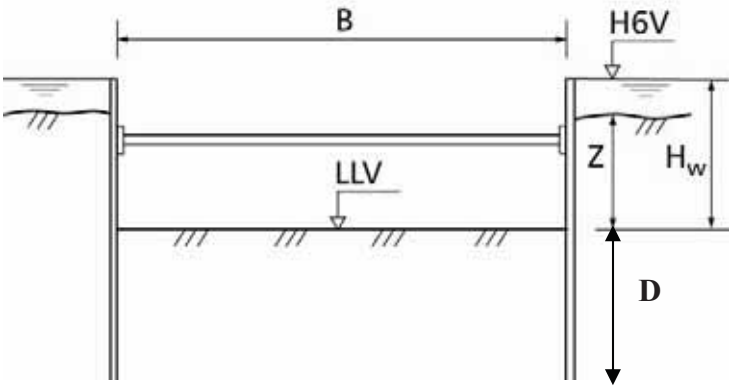
Uten vann i grop $\gamma_M = \dfrac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_d - p_d} = \dfrac{7,0 \cdot 15}{18 \cdot 3,5 + 18} = 1,30$

Med vann i grop $\gamma_M = \dfrac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_d - p_d} = \dfrac{7,0 \cdot 15}{18 \cdot 3,5 + 18 - 5} = 1,38$

10.6.1.4 Sikkerhet mot hydraulisk grunnbrudd.

Det skal beregnes sikkerhet mot hydraulisk grunnbrudd for en innvendig avstivet lenset grop i homogen grov sand. Dimensjoner og grunnforhold framgår av Figur 10. 34.

$B = 12,0$ m
$D = 3,0$ m
$H_W = 4,0$ m



Figur 10. 34 Håndregning: eksempel 4 - sikkerhet mot hydraulisk grunnbrudd.

$$\frac{B}{H_W} = \frac{12\,m}{4\,m} = 3$$

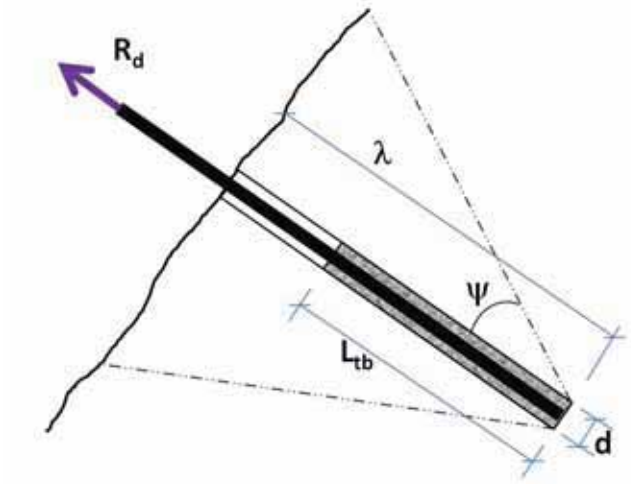
$$\frac{D}{H_W} = \frac{3\,m}{4\,m} = 0{,}75$$

Sikkerhet mot hydraulisk grunnbrudd kan da leses direkte ut av diagram vist på figur 10.16 i avsnitt 10.4.2. Dvs.;

$$\frac{B}{H_W} = 3 \quad og \quad \frac{D}{H_W} = 0{,}75 \quad gir \quad \gamma_{G,\sup}(\gamma_{G;dst}) = 1{,}75 \; dvs.\, OK$$

10.6.1.5 Eksempel på beregning av nødvendig forankringslengde i berg

Nødvendig forankringslengde i berg skal vurderes for 4 midlertidig stag med 10 stk. 0,6" lisser og en innbyrdes avstand på 3 m målt langs bergoverflaten i en gabbro. Vinkelen α mellom stag og bergoverflate er ca 90 grader.



Figur 10. 35 Nødvendig forankringslengde λ og L_{tb} i berg.

Installert indre kapasitet for stag, R_i, bygget opp av 0,6" lisser med stålareal A_{lisse} = 140 mm^2 med stålkvalitet f_{tk} = 1860 N/mm^2 skal være større enn dimensjonerende kapasitet for stagene.

For stål med kvalitet f_{tk} = 1860 N/mm^2 så er $f_{0,2}$ = 1670 N/mm^2

Prøvelast $P_p \leq 0{,}85 \cdot f_{0,2} \cdot n \cdot A_{lisse} = 0{,}85 \cdot 1{,}670 \cdot n \cdot 140 = n \cdot 198$ kN

Brudd mellom stagmaterialet og mørtel

Ved bruk av mørtel tilsvarende B 30 vil karakteristisk heftfasthet være 2,4 MPa. Med en materialfaktor på 1,25 blir dimensjonerende heftfasthet $\tau_{d;stål\text{-}mørtel} \approx 2{,}0$ MPa.

$$L_{tb} = \frac{P_p}{\tau_{d;stål-mørtel} \cdot d_{ekv} \cdot \pi} \text{ hvor } d_{ekv} = \sqrt{1{,}2 \cdot n} \cdot d_{lisse} \text{ (lisser uten avstandsholdere)}$$

For et midlertidig stag med 10 stk. 0,6" lisser som prøvespennes til største tillatte last på 198 kN/lisse blir beregnet forankringslengde L:

$$d_{ekv} = \sqrt{1{,}2 \cdot 10} \cdot 25{,}4 \cdot 0{,}6 = 53\ mm \text{ som gir } L_{tb} = \frac{198 \cdot 10}{2{,}0 \cdot 53 \cdot \pi} = 6{,}0\ m$$

For permanente stag installeres lissene med avstandsholdere og summen av enkeltlissenes kapasitet kan da benyttes i beregningene. Dette gir vesentlig kortere forankringslengde og blir ikke dimensjonerende.

$$L_{tb} = \frac{1}{n} \cdot \frac{P_p}{\tau_{d;stål-mørtel} \cdot d_{lisse} \cdot \pi} \text{ som i ovennevnte tilfelle gir } L_{tb} = \frac{1}{10} \cdot \frac{198 \cdot 10}{2{,}0 \cdot 15{,}24 \cdot \pi} = 2{,}1\ m$$

Brudd mellom mørtel og berg

Ved forankring i gabbro med $\tau_{k;mørtel\text{-}berg}$ = 2,5 MPa blir

$$\tau_{d,mørtel-berg} = \frac{\tau_{k,mørtel-berg}}{1{,}25} = \frac{2{,}5}{1{,}25} = 2{,}0\ MPa \text{ og}$$

$$L_{tb} = \frac{P_p}{\tau_{d;mørtel-berg} \cdot d_{borhull} \cdot \pi}$$

For det samme midlertidige staget med 10 lisser og et borhull med diameter d = 90 mm blir kravet til forankringslengde da

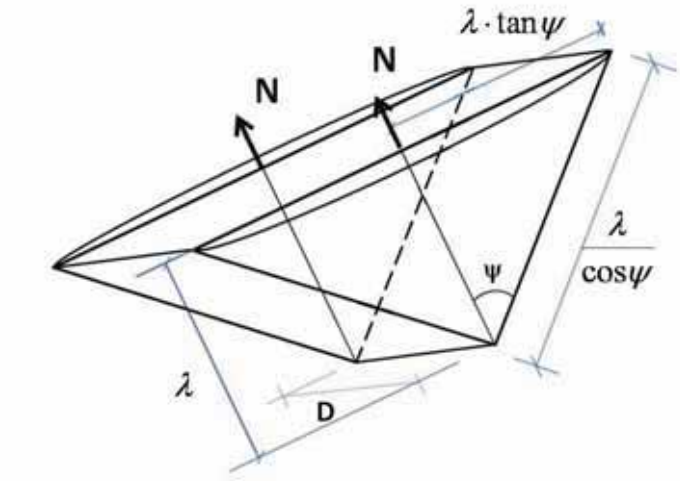
$$L_{tb} = \frac{10 \cdot 198}{2000 \cdot 0{,}09 \cdot \pi} = 3{,}5\ m$$

Stabilitet av berg mot uttrekking

Fra 10.5.2.1 har vi at

$$\lambda = \frac{-(\eta-1)\cdot D \pm \sqrt{(\eta-1)^2 \cdot D^2 + \pi \cdot \sin\psi \cdot \frac{\eta \cdot P_p \cdot \gamma_M}{\tau_k}}}{\pi \cdot \tan\psi}$$ hvor η er antall stag og P_p prøvelast pr. stag.

Med samme prøvelast pr. stag som tidligere P_p = 1980 kN, η = 4 stag og innbyrdes avstand mellom stagene D = 3 m og en gabbro med antatt sporadiske sprekker og trykkstyrke 15 – 50 MPa dvs. $\psi = 40^0$, τ = 75 kPa og γ_M = 3 så får vi ved å sette inn i formelen



Figur 10. 36 Antatt forenklet bruddlegeme ved begrenset antall stag på rad

$$\lambda = \frac{-(4-1)\cdot 3 \pm \sqrt{(4-1)^2 \cdot 3^2 + \frac{4 \cdot 3 \cdot 1980 \cdot \pi \cdot \sin 40}{75}}}{\pi \cdot \tan 40} = 6{,}8\,m$$ som da blir dimensjonerende innboringslengde.

10.6.2 Samvirkeprogrammer

10.6.2.1 GeoSuite Spunt (tidligere Spunt-A3)

Dette er ikke ment å være noen selvstendig forklaring på bruk av samvirkeprogrammer, men en diskusjon om en del av forskjellene mellom håndregning og samvirkeprogrammer.

For bruk av programmet GeoSuite Spunt som er benyttet her henvises til brukermanual fra ViaNova.

Vi ser på et av de foregående eksemplene, eksempel 2 i pkt.10.6.1.2 og benytter de samme jorddata som i dette eksempelet. I tillegg velger vi en spunt med motstandsmoment på om lag 1600 cm^3/m og treghetsmoment på 25000 cm^4/m. Input-filen til GeoSuite Spunt blir seende slik ut:

VIANOVA GeoSuite

Calculation name: Beregning 1
Report date: 2009-03-30 14:18
Supported Excavation, version: 1.0.2.0

Calculation data

Initial ground water depth	: 2,00 m
Terrain load, behind, q	: 20,00 kPa
Roughness, behind	: 0,30
Roughness, behind, direction	: Downwards (Downdrag)
Roughness, in front	: 0,50
Roughness, in front, direction	: Upwards (Uplift)

Soil layers

Layer 1, ESA - Effective stress automatic

Depth [m]	Soil Weight [kN/m³]	Atr [kPa]	Phi [deg]	K0_eff [-]	mo [-]	n [-]
0,00	20,00	0,10	35,00	0,50	150,00	0,50
10,50	20,00	0,10	35,00	0,50	150,00	0,50

Sheet pile

Sheet pile tip	: Free
System width	: 1,54 m
Section data	: Section from database
Database	: GeoSuite
Type	: Z sections
Section	: AZ 14-770 10/10

Depth [m]	E-modulus [kN/m²]	Moment of inertia [m⁴]
0,00	2,10E8	2,42E-4
10,50	2,10E8	2,42E-4

Control data

Reference stress	: 100,00 kPa
Preferred element length	: 0,10 m
Unit weight of water	: 10,00 kN/m³
Excavation width	: 40,00 m
Poissons ratio at unloading	: 0,15
Depth effect number in digging model, beta	: 1,00
Use constant gradient around tip for water pressure profile	: No

Data til programmet: Samvirkeprogrammer simulerer arbeidet ved installasjon av konstruksjonen i jord. Det legges inn hvilke nivåer man graver til, hvilke krefter konstruksjonen utsettes for og hvilke stivheter og oppførsel stag, spunt, fotbolt og løsmasser har i de forskjellige faser.

Grensetilstand: Beregningen utføres i bruksgrensetilstand i sin helhet, men med lastfaktorer på ytre belastninger.

For kritiske faser for de forskjellige elementer innføres en svekking av jordmaterialet ved å innføre valgt dimensjonerende partialfaktor for materialfasthet. Alternativt kan man benytte partialfaktor for lastvirkning på de oppnådde laster fra bruksgrenseberegningen.

Det anbefales at man alltid kontrollerer hva som skjer ved innføring av dimensjonerende partialfaktor for materialfasthet da det har vist seg at man kan oppnå bruddtilstand og uventet store deformasjoner med tilhørende krefter selv om brukstilstanden ser OK ut.

Stag: For stag til berg er stivheten en funksjon av lengden og stålarealet, mens for et løsmassestag, som vi har her, må stivheten vurderes ut fra hvilke lastkapasiteter og deformasjoner man tror løsmasseforankringen vil gi ved gitte laster.

Stagkreftene blir ofte beregnet til å være høyere ved bruk av samvirkeprogrammer enn ved tradisjonell håndregning. Stagkreftene er helt avhengige av hvor høyt staget forspennes. Dette har også vist seg å være riktig ifølge målinger på spunt som er instrumentert.

Dersom man forspenner staget over forventet aktivt trykk i endelig tilstand, er det naturlig at den endelige belastningen også blir høyere enn det aktive trykket. Man bør derfor vurdere hva man kan tillate av deformasjoner for konstruksjonen opp mot hvor store krefter man vil ha i staget.

Ved en stivere spunt vil spunten dra på seg mer krefter i dybden slik at stagene må ha større kapasitet. Stivere (kraftigere) stag vil også dra på seg mer krefter enn myke stag.

Spunt: Spuntens stivhet angis med E-modul og treghetsmoment I.

Momentene blir ofte lavere ved å benytte samvirkeprogrammer enn ved tradisjonell håndregning. Spunten vil deformere seg før stagene monteres slik at relativdeformasjonene langs spunthøyden blir mindre enn om man anser at spunten er fastholdt i en posisjon som tilsvarer spuntens utgangsposisjon.

Ved en stivere spunt vil spunten dra på seg mer krefter slik at momentene blir større og stagkreftene øker.

Ved stivere stag vil vi få mindre deformasjoner, høyere jordtrykk bak spunten og kreftene i stagene øker. Støttemomentene på spunten blir større.

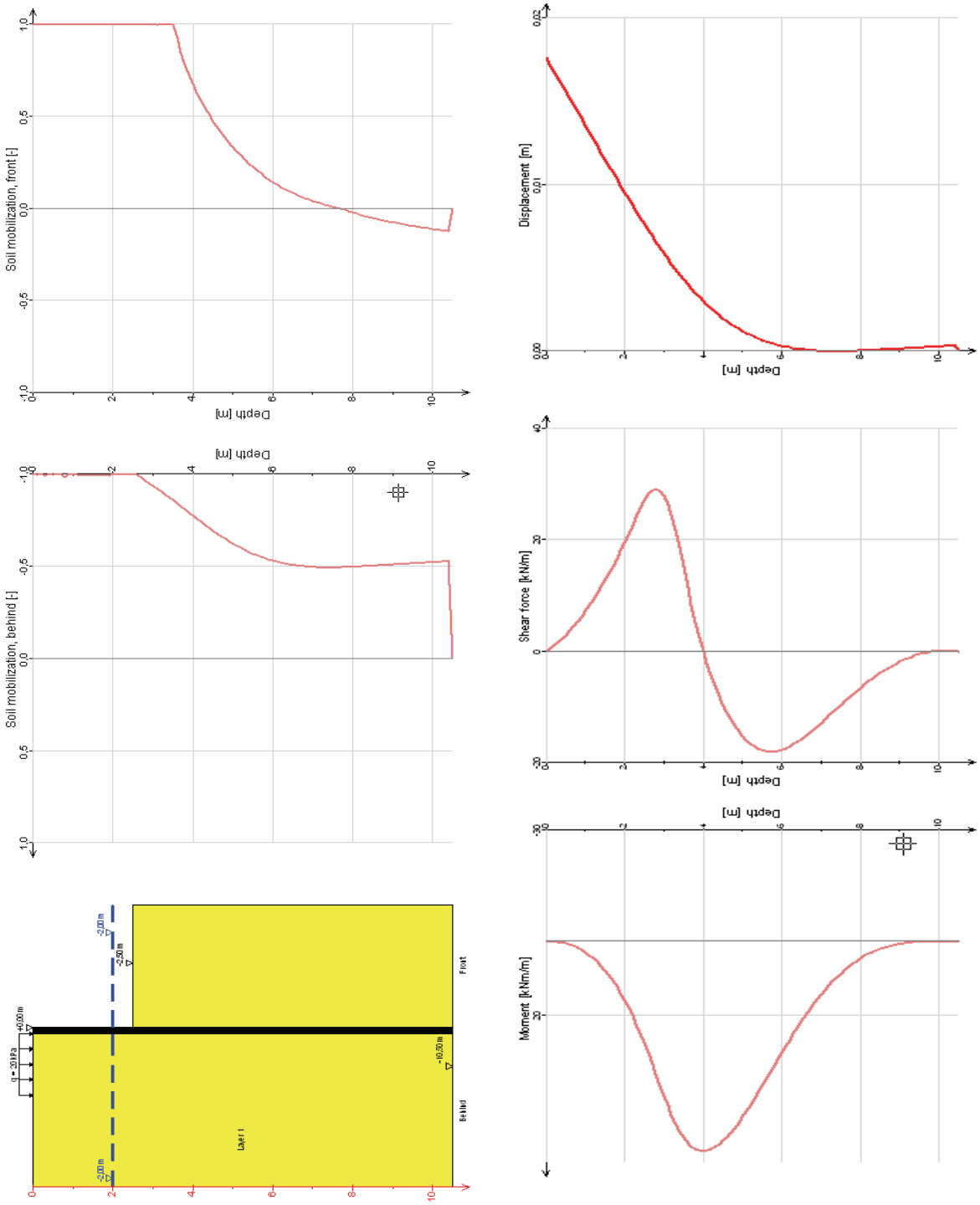
Bestemmelse av spuntens fotdybde baserer seg på håndregning og kontrolleres mot mobiliseringsgrad for løsmassene ved beregning med dimensjonerende materialfaktor i den kritiske fasen.

Deformasjoner: Deformasjonene oppstår som en funksjon av krefter og forholdet mellom spuntens, stagenes og jordens stivhet. Ved en stivere spunt vil deformasjonene bli mindre, men spre seg mer i dybden. I tillegg vil spunten dra på seg mer krefter slik at stagene må ha større kapasitet og momentene blir større. Ved stivere stag vil vi få mindre deformasjoner, høyere jordtrykk bak spunten og kreftene i stagene øker. Støttemomentene på spunten blir større.

Ruhet: Ruhet må angis manuelt. Det er viktig å være kritisk til hvor stor ruhet man våger å benytte. Ruhet r = 0 gir størst krefter på veggen.

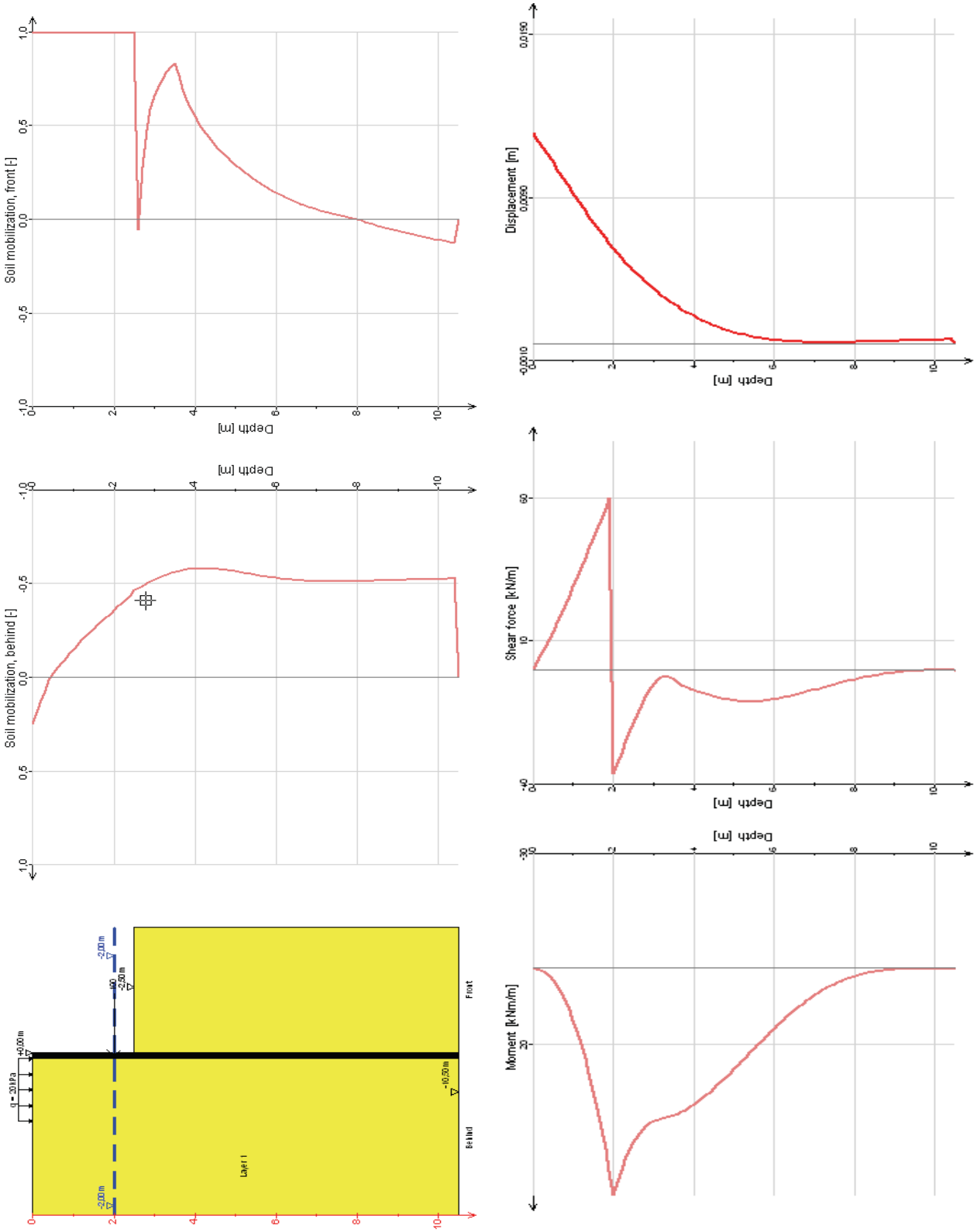
Under beregningsgangen vil programmet beregne hvor stor vertikalkomponent som er påført spunten og sammenligne den med den vertikalkapasitet spunten har i henhold til den ruheten som er angitt. Der vi har svevespunt må dette være i likevekt. Der spunten er rammet til berg vil berget ta opp de skjærkreftene vi påfører spunten ved f.eks. skråstag.

Fase 1 (bruksgrensetilstand, karakteristiske jordparametere):



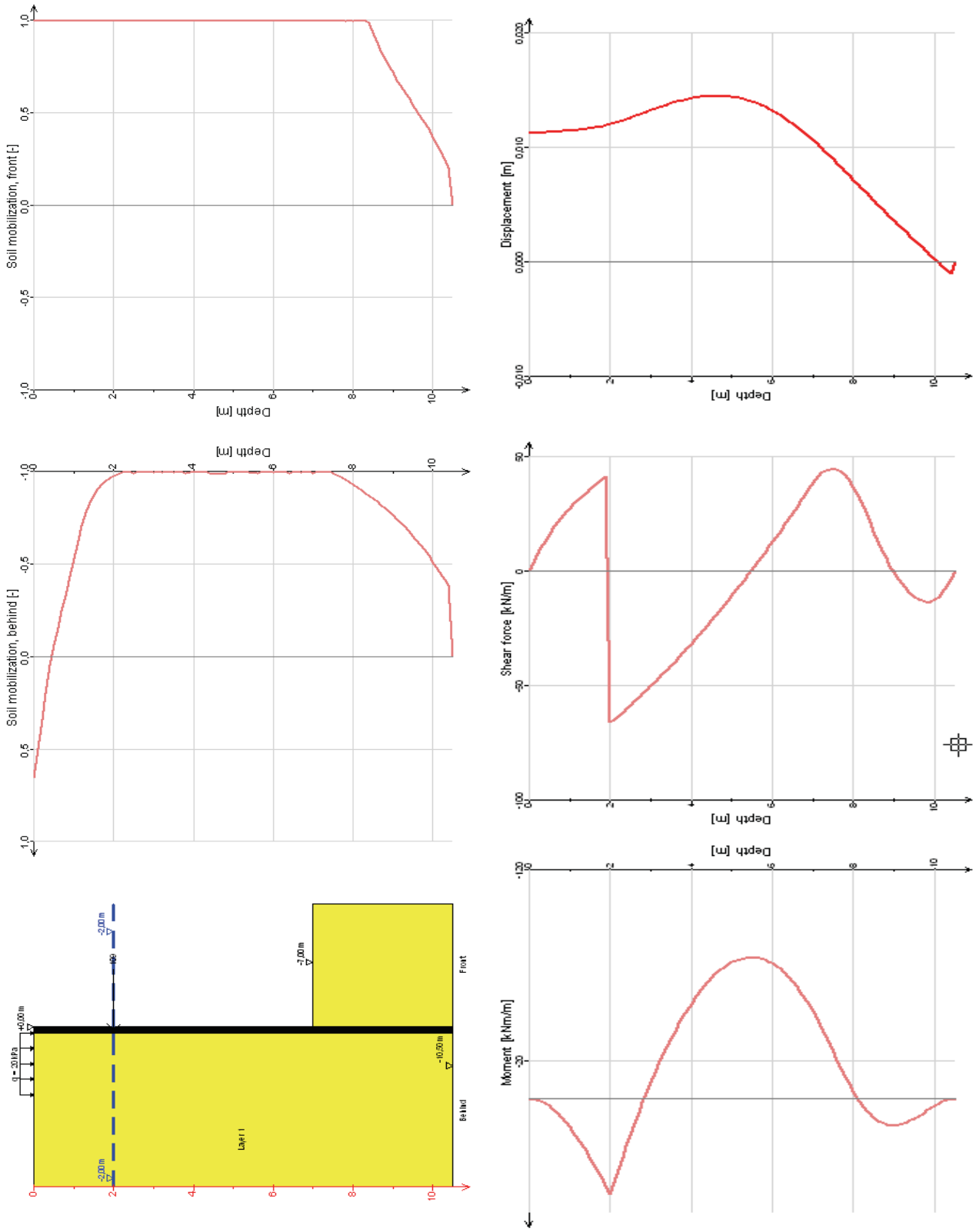
Figur 10. 37 Fase 1, utgraving for første stagrad, bruksgrense

Fase 2 (bruksgrensetilstand, karakteristiske jordparametere) :



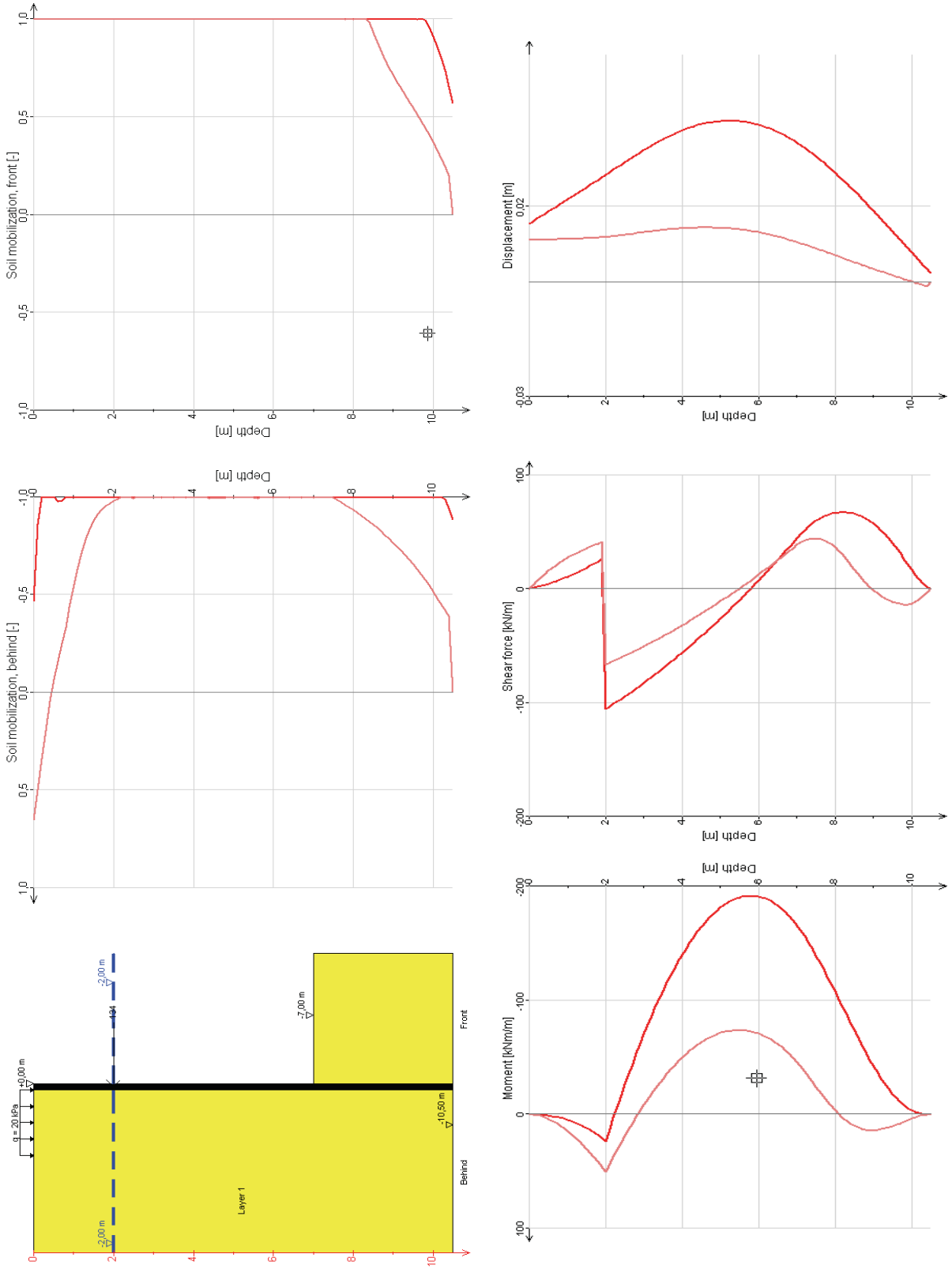
Figur 10. 38 Fase 2, oppspenning av første stagrad, bruksgrense

Fase 3 (bruksgrensetilstand, karakteristiske jordparametere):



Figur 10. 39 Fase 3, utgraving til planum, bruksgrense

Fase 4, innføring av partialfaktor $\gamma_M = 1{,}4$ (bruddgrensetilstand):



Figur 10. 40 Fase 4, innføring av partialfaktor 1,4 bruddgrense

10.7 PRAKTISKE HENSYN

10.7.1 Hensyn til omgivelser

Som beskrevet i avsnitt 10.1 skal det framskaffes opplysninger om forankringer som kan forventes å komme i konflikt med tilstøtende bygninger, ledninger, grøfter eller lignende. Det skal også vurderes om det er fare for setninger / deformasjoner på omgivelsene. Dersom det er setningsømfintlige installasjoner i nærheten bør poretrykkene i grunnen registreres før og i løpet av anlegget. På bakgrunn av observasjonene kan det 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. Bolter bør monteres og nivellement settes i gang i god tid før arbeidene starter opp slik at det kan dokumenteres eventuelle pågående setninger som skyldes andre forhold. Videre bør det foretas en registrering av eksisterende skader, eventuelt med fotografering og plastring av sprekker. Denne registreringen bør utføres av en nøytral instans.

Alle konstruksjonselementer som åpner for drenering av grunnvann i massene eller ned mot berg, vil gi fare for grunnvannssenking og en potensiell fare for setninger i omgivelsene. Der det er slike forhold bør man vurdere bruk av innvendig avstiving av spunten og også vurdere å unngå peler (spesielt borede peler satt fra et nivå under grunnvannstand) til berg i tillegg til andre tiltak mot grunnvannssenking..

Spuntramming med konvensjonelt utstyr som fallodd eller vibrolodd kan medføre både støy og vibrasjoner som er til stor sjenanse for berørte naboer. Det finnes i dag utstyr som kan installere spunt uten disse ulempene (Silent Piler). Metoden bør vurderes dersom det skal installeres spunt i områder med strenge restriksjoner på støy og/eller rystelser.

10.7.2 Rammetekniske forhold

Rambarhet hører nøye sammen med utstyrsvalg, støy og vibrasjoner. Krav fra omgivelsene og hvilke grunnforhold man har, vil styre valg av utstyr. Det bør spesielt vurderes hvilket behov man har for å verifisere bergfot for spunten.

10.7.2.1 Aktuelt rammeutstyr:

Utstyr	Type	Krav	Merknader
Fallodd:	Hydraulisk Mekanisk	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	Noe vanskelig å komme forbi stein i grunnen, lett å komme til på trange steder. Bergfot kan ikke verifiseres.
Luftlodd	Enkeltvirkende Dobbeltvirkende	Loddvekt Virkningsgrad	Lodd opp til 40 kN, ofte < 20 kN Verifiserer bergfot for spunt ved enkle forhold.
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, må evt. bygges om for et annet profil. Bergfot kan ikke verifiseres.

Figur 10. 41 Oversikt over aktuelt rammeutstyr

10.7.2.2 Tiltak for å bedre rammeforholdene og -resultatene:

Smøring av låser begrenser friksjon i låsene og gir mindre motstand under ramming.

Det skal generelt benyttes føringer (ramme på begge sider av spuntlinjen) for å sikre riktig innbyrdes plassering av spuntnålene. Videre skal det kontrolleres at spunten 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 kan man hindre at spunten legger seg eller vrir seg under ramming.

Behov for fastholding av fot kan oppnås ved å sette bergfot på spunten evt. med mulighet for å bore ned en bolt gjennom rør i foten. Dette kan også benyttes ved behov for vertikal bæring på spunten. Rammekriterium for verifikasjon av bergfot for spunt skal utarbeides.

Forgraving i spuntlinjen kan utføres lokalt til stor dybde for enkeltnåler før eller under rammeprosessen for å komme igjennom faste lag eller stein. Det skal da være spuntbare tilbakefyllingsmasser (for eksempel sand) på stedet slik at det kan fylles tilbake umiddelbart ved stabilitetsproblemer.

10.7.3 Hensyn ved stag og stivere

10.7.3.1 Plassering av innvendige stivere.

Innvendige stivere vil alltid komme i konflikt med vegger som skal bygges opp. Sørg imidlertid for at stivere ikke kommer i konflikt med dekker da det skaper svært store problemer. Ta hensyn til nødvendig plass for forskalling etc.

10.7.3.2 Plassering av stag.

Kontroller fare for kollisjon internt mellom stag i tillegg til andre konstruksjoner i grunnen.

Det kan være en fordel å sette alle stag på spuntryggen der det er bløte leirmasser bak spunten. Det betyr at senteravstand mellom stagene styres av hvilket spuntprofil som velges.

10.7.3.3 Boring av stag.

Der det er bløte og/eller kvikke leirmasser bak spunten skal det mates forsiktig for å forhindre erosjon/utvasking av løsmasse og oppbygging av poretrykk bak spunten under boreprosessen.

Fri staglengde skal alltid være mer enn 5 m. Det skal bores ekstra lengde med foringsrør i berg for å oppnå dette der avstanden til berg er mindre enn 5 m.

10.7.3.4 Tetting av staghull.

Det bør beskrives krav til å tette mot vann og innpressing av leire/løsmasser både inne i foringsrøret for staget og mellom foringsrøret og spunten.

10.7.3.5 Tetting av spuntfot

Det bør beskrives krav til å tette mot vann og innpressing av leire/løsmasser både mellom berget og spunten og opp langs bolterør på spunten.

10.7.4.1 Hensyn til rigg og drift

Det bør 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 bør ikke tillates nærmere spunten enn 10 m dersom det ikke er spesielt behov for det.

Fremkommelighet av rigg, høyder, bredder, samt bæreevne på bløt grunn både inne i byggegropa og på utsiden av spunten skal vurderes. Plass til å utføre konstruksjoner, forskalling, skal innberegne mulig utbøyning og toleranser under ramming og utgraving.

10.8 ANLEGGSKONTROLL

Generelt skal det for alle anleggsarbeider dokumenteres 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 skal geometrisk kontroll utføres for å sikre at konstruksjonene er riktig plassert.

Den geometriske kontrollen blir ikke berørt her. I forbindelse med dette er det imidlertid et punkt som generelt bør kontrolleres, og det er at man har innbakt nødvendige toleranser for de forskjellige arbeidene i stikningsdata. Det kan være uklart om dette er entreprenørens ansvar eller byggherrens.

Anleggskontroll bør 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 skal det utarbeides en arbeidsprosedyre for de arbeidene som skal utføres samt en kontrollplan som viser hvilken dokumentasjon som skal innhentes og til hvilke tidspunkt. Videre skal arbeidsprosedyren inneholde sjekkpunkter der den kontrollerende skal inn og verifisere at utførelsen og de faktiske forholdene på plassen ikke er i strid med forutsetningene.

10.8.1 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.

10.8.1.1 Kontroll før oppstart:

- Kontroll av mottatt spunt, inkludert profil, lengder og stålkvalitet.
- Kontroll av boltedimensjoner, lengde, diameter og stålkvalitet.
- Kontroll av dimensjoner for bolterør
- Kontroll av rammeprosedyre, energi ved innmeisling og stoppslagning.
- Kontroll av entreprenørens arbeidsprosedyre

10.8.1.2 Kontroll under arbeidene:

- Smøring av spuntlåser
- Kontroll av rammeutstyr og justering av stoppslagningsprosedyre ved behov
- Boring for fordyblingsbolter, 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 skal motta innmåling av topp spunt og opptegning av UK spunt for å kontrollere at dybder til berg stemmer med beregningsforutsetningene. Ved store avvik i spuntlengder skal det vurderes om spunten skal omprosjekteres.

Etter boring for fotbolter i spuntfoten skal glippe mellom UK spunt og berg registreres for hver bolt. Der glippene er større enn forutsatt skal prosjekterende vurdere om det skal settes flere bolter.

Det bør ikke tillates utgraving for første avstivningsnivå før spuntfoten er godkjent.

10.8.2 Kontroll av stag

10.8.2.1 Kontroll før oppstart:

- Kontroll av bore- og gyseprosedyre.
- Kontroll av oppbygging og materialer i permanente stag
- Mørtelkvalitet, godkjenning av mørtelsammensetning spesielt ved permanente stag
- Kontroll av oppspenningsprosedyre og hvilke deformasjoner som måles.

10.8.2.2 Kontroll under arbeidene:

- Fri staglengder, behov for vanntapsmålinger og injeksjon skal vurderes under borearbeidene
- Kontroll av lekkasje og behov for tetting
- Kontroll av målte stagforlengelser ved de forskjellige last-trinn under prøveoppspenning

Erosjon under borearbeidene bør vurderes av kontrollingeniør på plassen.

Ved mye borkrangel, tap av spylevannstrykk eller andre problemer under boring i berg, kan det være gunstig å øke innboringsdybden i berg i stedet for å injisere mange stag.

Oppspenning skal foregå i trinn. Deformasjoner av spunten under oppspenning skal måles fra et fast standpunkt. Netto deformasjon av staget under prøveoppspenning skal kontrolleres mot de teoretiske forlengelser for å sikre at staget er intakt og installert som forutsatt.

10.9 SYMBOLLISTE

Symbol	Forklaring	
α	vinkel	
a	attraksjon	
a_d	dimensjonerende geometrisk verdi	
Δa	mulig variabel størrelse	
A	areal	
B	bredde	
c_u	udrenert skjærstyrke	
d	diameter	
D	fotdybde/avstand mellom stag	dybde utgraving/diameter cellespunt
Δ	glippe over berg	
E	kraft	påvirkning
f	mobiliseringsgrad	
f_d	maksimal utnyttbar spenning	
f_μ	reduksjonsfaktor	
f_u	bruddstyrke	
f_y	flytespenning	
f_{02}	stålspenning ved $\varepsilon = 0{,}2\%$	
φ	friksjonsvinkel	
φ_d	dimensjonerende friksjonsvinkel	
γ	tyngdetetthet	
γ_F	partialfaktor for lastvirkning	
γ_G	partialfaktor for permanent last	
γ_Q	partialfaktor for variabel last	
γ_M	partialfaktor for materialfasthet	
H	høyde	
i	gradient	
K_A	aktiv jordtrykkskoeffisient	
K_0	hviletrykk	
K_P	passiv jordtrykkskoeffisient	
l	lengde	
L	lengde	
L_{tb}	inngyst staglengde	
λ	borelengde for stag i berg	
λ_{red}	reduksjonsfaktor	
N	aksialkraft	
M	moment	
M_m	maksimalmoment	
N_c	bæreevnefaktor	
N_f	faktor	
N_p	faktor	
N_p	faktor	
N_q	bæreevnefaktor	

P	putebelastninger	
P_A	aktiv jordtrykksresultant	
p_A	aktivt jordtrykk	
P_P	passiv jordtrykksresultant	prøvelast stag
p_P	passivt jordtrykk	
p_r	resulterende mottrykk	
p_d	dimensjonerende trykk	
q	terrenglast	
q_d	dimensjonerende terrengbelastning	
R	motstand	
R_i	stålstagets indre kapasitet	
R_a	stålstagets ytre kapasitet, stål , mørtel, berg	
r	ruhet	
S	strekkraft	
S_d	dimensjonerende horisontalkraft	
σ	materialfasthet	
σ_{hd}	dimensjonerende horisontalspenning	
T	kraft i tverrstiver	skjærkraft
τ	skjærspenning	
u	vanntrykk	
W	motstandsmoment	vekt
z	dybde	
ψ	bergmassens bruddvinkel i grader	
z_m	dybde til maksimalmoment	
z_n	fotdybde	

10.10 REFERANSELISTE

1. Brendbekken, G., *Prosjektering og utførelse*, *"Spuntkonstruksjoner i praksis". Kursdagene ved NTNU*. 1998: Trondheim.

2. Brinkgreve, R.B.J., *PLAXIS 2D - version 8.* <http://www.plaxis.nl>. 2002: A.A. Balkema Publishers.

3. Døssland, T., *Forankring av støttekonstruksjonar med horisontale friksjonselement*. 1980, Institutt for geoteknikk og fundamenteringslære, Norges tekniske høgskole, Universitetet i Trondheim: Trondheim. p. viii, 256 s.

4. Haugen, T., *Spunt, puter for bakforankret spunt, sikring av spuntfot*, *"Spuntkonstruksjoner i praksis", Kursdagene ved NTNU*. 1998: Trondheim.
5. Janbu, N., Bjerrum, L., Kjærnsli, B., *Veiledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver*, *Publikasjon nr. 16*. 1956, Norges Geotekniske Institutt: Oslo.

6. Johansen, T., *Stag og puter*, *"Spunt og avstivede byggegroper"*. . 2008, Norsk Geoteknisk Forening: Oslo.

7. Knutson, Å., *Forankring med bergbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på berg*, *Intern rapport nr. 2374*. 2004, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.

8. Sintef, *Spunt-A3. Et program for analysering av spunt- og slissevegger. Dokumentasjon og manual - versjon for Windows.*, *Sintef-rapport STF22 F99605*. 1999: Trondheim.

9. Standard Norge, *NS-EN 1990:2002+Na:2008 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. 2008, Standard Norge, Oslo.

10. Standard Norge, *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner*. 2008, Standard Norge, Oslo.

11. Standard Norge, *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008*, *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner*. 2008, Standard Norge, Oslo.

12. Standard Norge, *NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner*. 2008, Standard Norge, Oslo.

13. Standard Norge, *NS-EN 1994-1-2:2005+NA:2009*, *Eurokode 4: Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong*. 2008, Standard Norge, Oslo.

14. Standard Norge, *NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2009*, *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner*. 2008, Standard Norge, Oslo.

15. Standard Norge, *NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 Eurokode 7:Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler*. 2008, Standard Norge: Oslo.

16. Standard Norge, *NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 Eurokode 8: Prosjekteriung av konstruksjoner for seismisk påvirkning*. 2008, Standard Norge: Oslo.

17. Standard Norge, *Utførelse av spesielle geotekniske arbeider, Stagforankringer*, *NS-EN 1537*. 2000, Standard Norge: Oslo.

18. Statens vegvesen, *Prosesskode 2 - Håndbok 026*, *Standard beskrivelsestekster for bruer og kaier*. 2007, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.

19. Statens vegvesen, *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, *Håndbok 274*. 2008, Vegdirektoratet: Oslo.

KAPITTEL 11

FUNDAMENTERING PÅ PELER

11.1 INNLEDNING 11-4
11.2 VALG AV PELETYPE 11-4
11.3 DIMENSJONERINGSGRUNNLAG 11-5
11.4 DIMENSJONERINGSPRINSIPPER ENKELTPEL 11-6
11.4.1 Karakteristisk bæreevne 11-6
11.4.2 Dimensjonerende bæreevne 11-9
11.4.3 Dimensjonerende og installert kapasitet 11-9
11.5 FRIKSJONSPELER I SAND - BÆREEVNE 11-11
11.5.1 Generelt 11-11
11.5.2 Statisk bæreevneformel 11-12
11.5.2.1 Bæreevne på trykk 11-12
11.5.2.2 Bæreevne på strekk (opptrekk) 11-16
11.5.3 Beregning av bæreevne ut fra rammeformel 11-18
11.5.3.1 Teoretisk grunnlag 11-18
11.5.3.2 Teoretisk rammeformel 11-20
11.5.3.3 Ekvivalent stukningslengde 11-21
11.5.4 Bæreevne ut fra prøveramming 11-21
11.5.5 Rambarhetsanalyser 11-22
11.5.6 Beregningseksempler 11-23
11.5.6.1 Statisk bæreevne på trykk 11-23
11.5.6.2 Statisk bæreevne på trykk beregnet etter NGI99 11-24
11.5.6.3 Bæreevne på strekk 11-27
11.5.6.4 Bæreevne ut fra teoretisk rammeformel 11-28
11.6 FRIKSJONSPELER I LEIRE – BÆREEVNE 11-29
11.6.1 Generelt 11-29
11.6.2 Statisk bæreevneformel 11-29
11.6.2.1 Bæreevne på trykk 11-29
11.6.2.2 Bæreevne på strekk (opptrekk) 11-31
11.6.3 Bæreevne ut fra prøveramming 11-32
11.6.4 Beregningseksempler 11-33
11.6.4.1 Trykkbelastning 11-33
11.6.4.2 Strekkbelastning 11-34
11.7 SPISSBÆRENDE PELER 11-34
11.7.1 Generelt 11-34
11.7.2 Peler til berg 11-34
11.7.2.1 Bæreevne for peler til hardt berg 11-35
11.7.2.2 Bæreevne for peler til løst berg 11-35
11.7.2.3 Forboret bergfeste 11-37
11.7.2.4 Fordyblet bergfeste 11-37
11.7.2.5 Prosedyre for innmeisling 11-37
11.7.2.6 Bæreevne på strekk (opptrekk) 11-39
11.7.3 Peler til faste jordlag. 11-39
11.7.3.1 Bæreevne 11-39
11.7.3.2 Bæreevne på strekk (opptrekk) 11-40
11.8 PÅHENGSLASTER 11-40

11.9 KNEKNING AV PELER I JORD 11-41
11.10 SIDEVEIS BELASTEDE PELER 11-42
11.10.1 Generelt 11-42
11.10.2 Dybelteori 11-42
11.10.2.1 Peler i sand 11-43
11.10.2.2 Peler i leire 11-45
11.10.2.3 Kapasitetsberegning etter dybelteorien 11-46
11.10.3 Beregningseksempler 11-47
11.10.3.1 Peler i sand 11-47
11.10.3.2 Peler i leire 11-49
11.11 PELEGRUPPER 11-50
11.11.1 Generelt 11-50
11.11.2 Peleavstand 11-50
11.11.3 Lastfordeling i pelegrupper 11-51
11.11.4 Bæreevne av pelegrupper 11-51
11.11.5 Setning av pelegrupper 11-53
11.11.6 Horisontallast på pelegrupper 11-53
11.11.7 Beregningseksempel 11-54
11.12 DATAPROGRAMMER FOR PELEBEREGNINGER 11-54
11.12.1 Analyse av enkeltpeler 11-54
11.12.2 Analyse av pelegrupper 11-55
11.13 KORROSJON 11-57
11.13.1 Generelt 11-57
11.13.2 Korrosjonshastighet 11-57
11.13.3 Korrosjon i spesielt utsatt miljø 11-58
11.13.4 Beregningseksempel av korrosjonsmonn på peler 11-59
11.14 RAMMING - KONTROLL - VERIFIKASJON AV BÆREEVNE 11-61
11.14.1 Generelt 11-61
11.14.2 Kvalitetssikring - Peleprotokoll 11-61
11.14.3 Valg av rammeutstyr 11-62
11.14.4 Rammekriterier 11-63
11.14.5 Kontroll av rammespenninger. 11-64
11.14.5.1 Bevegelsesmåling og rammeformel eller Hooks lov: 11-64
11.14.5.2 Støtbølgeteori: 11-65
11.14.6 Maksimal fallhøyde 11-66
11.14.7 Verifikasjon av bæreevne. 11-68
11.14.7.1 Rammeformelen med målte data 11-68
11.14.7.2 Andre dynamiske metoder (PDA-målinger) 11-70
11.14.8 Beregningseksempel 11-70
11.15 RAMMEDE PELER - PRAKTISKE RÅD OG HENSYN 11-71
11.15.1 Felles for rammede peletyper 11-71
11.15.2 Betongpeler 11-72
11.15.3 Stålrørspeler (og stålpeler når relevant) 11-73
11.16 BOREDE PELEETYPER – PRAKTISKE RÅD OG HENSYN 11-74
11.16.1 Borede og sjaktede peler 11-74
11.16.1.1 Generelt 11-74
11.16.1.2 Installering 11-75
11.16.1.3 Etablering av pelefot 11-76
11.16.1.4 Opptrekking av borerør og utstøping av pel 11-77
11.16.2 Borede stålrørspeler ved bruk av borkrone 11-77

11.16.2.1 Generelt 11-77
11.16.2.2 Retningslinjer for utførelse 11-78
11.16.2.3 Erfaringer/anbefalinger 11-79
11.16.3. Stålkjernepeler 11-79
11.17 PRØVEBELASTNINGER 11-81
11.18 SYMBOLLISTE 11-82
11.19 REFERANSELISTE 11-83

11.1 INNLEDNING

Dette kapittelet omhandler grunnlag for og eksempler på geotekniske vurderinger for enkeltpeler og pelegrupper. Det er lagt betydelig vekt på den beregningsmessige delen av dimensjoneringen, og det gis i tillegg en del råd og anvisninger for utførelse av pelearbeider. Aktuelt valg av peletype er også omtalt, mens eventuelle skader på eller konsekvenser for omgivelsene med utgangspunkt i pelingen ikke er berørt (f.eks. støy, rystelsesproblematikk, områdestabilitet). For sistnevnte forhold vises det til kapittel 4, 17 og 18 i denne håndboken.

Innhold og symbolbruk er i hovedsak i samsvar med NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 (Ref. 6) og Peleveiledningen 2005 utgitt av Norsk Geoteknisk Forening (Ref. 3).

Nylig utgitte, og kommende norske og europeiske standarder (NS, NS-EN og NS-ENV) legger til dels nye føringer for dimensjonering og utførelse av pelearbeider. Det vil være behov for tilpasninger i teksten etter hvert som de nye standarder etableres som vanlig praksis for norske forhold sammen med Peleveiledningen 2005 og fremtidige revisjoner av denne.

Kapitlene 11.1 - 11.12 omhandler den prosjekteringsmessige delen av pelearbeider.

Korrosjon av stålpeler er omtalt i kapittel 11.13. Utførelse av pelearbeider omtales i kapitlene 11.14 -11.17.

Det er tatt sikte på å gi en grunnleggende forståelse av prosjektering og utførelse av pelearbeider. For mer omfattende informasjon om pelearbeider vises det til referanseliste bakerst i kapittelet.

11.2 VALG AV PELETYPE

Valg av peletype gjøres ut fra en teknisk - økonomisk vurdering basert på forundersøkelsen, byggverkets utforming og konstruksjon, størrelse av lastene, byggverkets levetid og dets følsomhet for ujevne setninger. Anleggsmessige forhold virker også inn på valget av peletype, og det må tas hensyn til eksisterende og planlagt fremtidig bebyggelse på tilgrensende områder.

I utgangspunktet søkes en mest mulig økonomisk løsning ved å velge den peletype som gir den minste omkostning for de laster som skal bringes ned i grunnen. Det kan f.eks. lønne seg å ramme friksjonspeler til større dybde for å oppnå større bæreevne og dermed utnytte pelematerialets kapasitet bedre.

Valg av peletype (og derigjennom stivheten for fundamentet) kan også 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 overliggende konstruksjon inngår.

Spissbærende borede peler og utstøpte stålrørspeler er normalt økonomiske ved store konsentrerte laster. I mange tilfeller, særlig i bymessige strøk, vil valg av borede peler kunne være aktuelt av hensyn til stor massefortrenging eller støyproblemer ved ramming av peler.

Stålkjernepeler er slanke peler med stor kapasitet for konsentrerte laster til berg. Det er imidlertid viktig å være oppmerksom på at disse kan ha betydelig redusert kapasitet i bløte løsmasser pga. knekningsproblematikken. Dette kan skyldes liten sidestøtte i naturlig grunn og/eller utspyling av løsmasser under boring for pelene.

Peletyper som er vanlige i Norge er vist i tabell Figur 11. 1 med angivelse av fordeler og ulemper.

PELETYPE	BRUKSOMRÅDER (fordeler(f)/ulemper(u))
Betongpeler	Friksjonspeler og spissbærende peler til fast grunn eller berg. (f: kostnad /u: liten momentkapasitet, masse-fortrengning, stort pelehode)
Stålpeler	Store konsentrerte laster. Friksjonspeler og spissbærende peler til fast grunn eller berg. (f: liten massefortrengning / u: krevende sveiseskjøting, korrosjon)
Stålrørspeler - armert, utstøpt	Store konsentrerte laster. Friksjonspeler og spissbærende peler til fast grunn eller berg. (f: stor bæreevne, stor knekkstivhet, velegnet i vann, tåler hard ramming / u: massefortrengning)
Borede peler	Store konsentrerte laster. Spissbærende peler til berg eller ned i meget faste masser. (f: ikke massefortrengning, stor bæreevne / u: mulighet for grunnbrudd i bløt leire)
Stålkjernepeler	Store konsentrerte laster til berg. Redusert kapasitet i bløte løsmasser pga. knekningsfare (f: ikke massefortrengning / u. mulig erosjon under boring i løs grunn)
Trepeler (lite brukt)	Friksjonspeler i leire og sand (/u: massefortrengning, stort pelehode)

Figur 11. 1 Vanlige peletyper i Norge

I tillegg finnes det også CFA-peler (Continous Flight Auger Piles) som etableres ved hjelp av store naverbor og Jet-peler som etableres ved at eksisterende grovkornige masser blandes med sement i bakken eller at finkornige masser fjernes og erstattes helt med betong. Dette er spesialpeler som ikke vil bli omtalt videre her.

11.3 DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

Ved dimensjonering av enkeltpeler og pelegrupper må aktuelle laster, grunnforhold og grunnvannstand (inkl. initiell poretrykksfordeling med dybden) være kartlagt i tilstrekkelig grad. Grunnundersøkelsene bør utføres både med tanke på løsmassenes egenskaper og med tanke på dybder til berg. Kun når det er åpenbart at berget ligger så dypt at fundamentering til berg er utelukket, kan en detaljert bestemmelse av bergdybde utelates. Eksempelvis har pele-lengder (stålrørspeler) på opptil 90 meter vært benyttet ved større bruarbeider her i landet.

Ved dimensjoneringen må det videre tas hensyn til aktuelle standarder, normaler og andre retningslinjer. Ved prosjektering av peler og pelegrupper for bruer er håndbok -185; "Bruprosjektering" sentral.

Lastene på pelegrupper og enkeltpeler i gruppen kan i en viss grad være avhengige både av peletypen (ulik stivhet) og av stivheten i overliggende konstruksjon. Lastene bør bestemmes slik at det gjennom systemanalyser kan verifiseres at det er samsvar mellom pelegruppen og overliggende konstruksjon med hensyn til forskyvninger i grensesnittet.

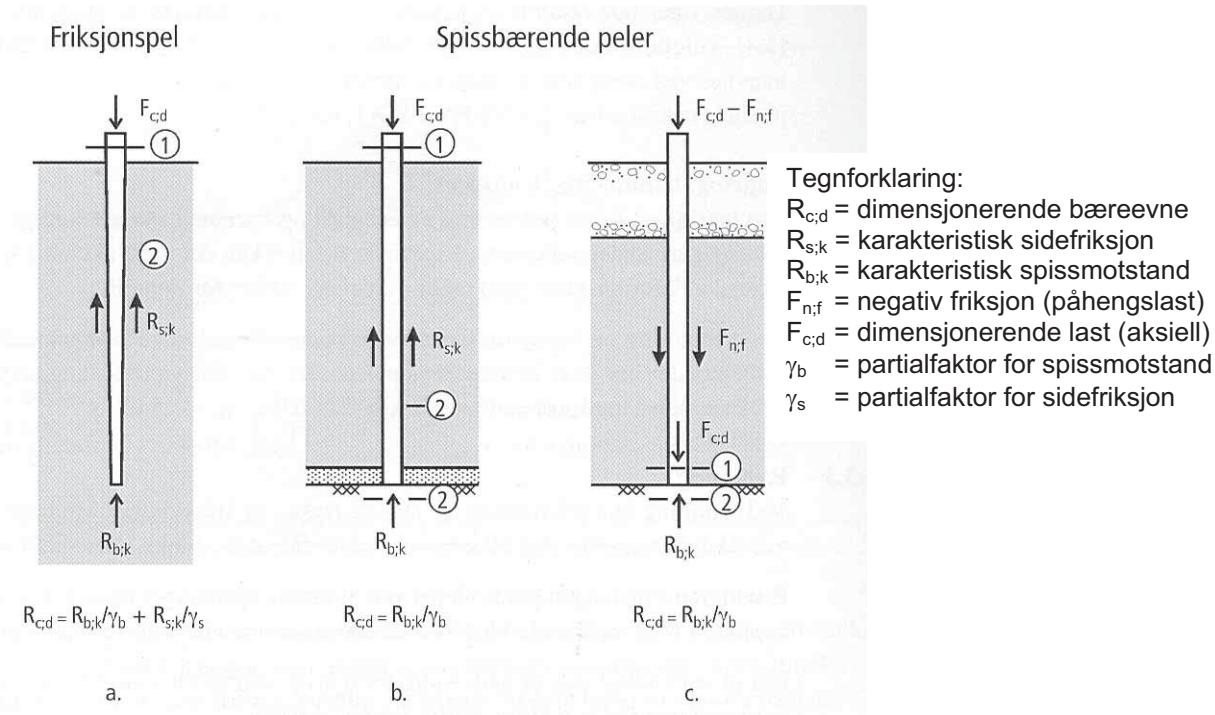
Dimensjonering av enkeltpeler behandles i kapittel 11.4 - 11.10.

Dimensjonering av pelegrupper behandles i kapittel 11.11.

11.4 DIMENSJONERINGSPRINSIPPER ENKELTPEL

Dimensjonering av peler utføres i henhold til grensetilstandsmetoden; jfr. kapittel 0 Generelt og med prosedyrer og nomenklatur som beskrevet i NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 (Ref. 6) og Peleveiledningen 2005 (Ref. 3).

En prinsippskisse for overføring av laster på enkeltpeler er vist i Figur 11. 2



Figur 11. 2. Prinsippskisse for lastoverføring på enkeltpeler

11.4.1 Karakteristisk bæreevne

Karakteristisk bæreevne for enkeltpel $R_{c;k}$ bestemmes ved å dividere beregnet eller målt bæreevne med korrelasjonsfaktoren ξ avhengig av metode og pålitelighet ved bestemmelse av målt $R_{c;m}$ eller beregnet bæreevne $R_{c;cal}$. Verdier for $R_{c;m}$ 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.

$$R_{c;k} = \frac{R_{c;m}}{\xi} \text{ eller } R_{c;k} = \frac{R_{c;cal}}{\xi}$$

Verdier for ξ_1, - ξ_6 i henhold til NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 kan hentes fra nedenstående tabell Figur 11. 3.

Når det gjelder valg av ξ_i innefor hver gruppe med prøvemetoder så betyr $R_{c;k} = Min\left\{\frac{(R_{c;m})_{mean}}{\xi_1}; \frac{(R_{c;m})_{\min}}{\xi_2}\right\}$ at ξ_1 skal anvendes på midlere verdi $(R_{c;m})_{mean}$ og ξ_2 på laveste verdi $(R_{c;m})_{\min}$. Tilsvarende gjelder 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 kan verdiene for ξ_1 og ξ_2 og for ξ_3 og ξ_4 divideres med 1,1 forutsatt at ξ_1 og ξ_3 aldri er mindre enn 1,0.

Ved bruk av dynamisk slagprøving ved bestemmelse av karakteristisk bæreevne krever NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 at resultatenes gyldighet skal være påvist ved kalibrering mot statiske prøvebelastninger på samme peletype av lignende lengde og tverrsnitt og under lignende grunnforhold.. På tilsvarende måte skal også bruk av resultater fra grunnundersøkelser være basert på erfaringer fra sammenlignbare forhold på grunnlag av prøvebelastning av peler. De beregningsmåter som beskrives i denne håndboken og som er i samsvar med Peleveiledningen 2005, må sies å oppfylle disse krav under normale forhold. Ved forhold som avviker fra dette erfaringsgrunnlaget må spesielle vurderinger foretas.

Type prøver	**Korrelasjonsfaktorer ξ**						
Statiske prøvebelastninger $R_{c;k} = Min\left\{\frac{(R_{c;m})_{mean}}{\xi_1}; \frac{(R_{c;m})_{\min}}{\xi_2}\right\}$	**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 $R_{c;k} = Min\left\{\frac{(R_{c;cal})_{mean}}{\xi_3}; \frac{(R_{c;cal})_{\min}}{\xi_4}\right\}$	**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, Støtbølgeteori $R_{c;k} = Min\left\{\frac{(R_{c;m})_{mean}}{\xi_5}; \frac{(R_{c;m})_{\min}}{\xi_6}\right\}$	**n = antall peler som prøves**						
	ξ for n =	**≥ 2**	**≥ 5**	**≥ 10**	**≥ 15**	**≥ 20**	
	ξ_5 [b, c]	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40	
	ξ_6 [b, c]	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25	
Slagprøving med sammenfallende signaler Modellfaktor $M_f = 0,85$	$M_f \cdot \xi_5$ [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	
Rammeformel $R_{c;k} = Min\left\{\frac{(R_{c;m})_{mean}}{\xi_5}; \frac{(R_{c;m})_{\min}}{\xi_6}\right\}$	**n = antall peler som prøves**						
	ξ for n =	**≥ 2**	**≥ 5**	**≥ 10**	**≥ 15**	**≥ 20**	
Rammeformel med målt tilført energi og elastisk stukning Modellfaktor $M_f = 1,0$	$M_f \cdot \xi_5$ [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 Modellfaktor $M_f = 1,10$	$M_f \cdot \xi_5$ [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 Modellfaktor $M_f = 1,20$	$M_f \cdot \xi_5$ [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	

[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. Hvis det finnes forskjellige peler i fundamenteringen, bør grupper av tilsvarende peler vurderes for seg ved valg av antall

Figur 11. 3 Korrelasjonsfaktor ξ i henhold til NS-EN 1997-1:2004+NA:2008

11.4.2 Dimensjonerende bæreevne

Denne settes til: $R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t}$ eller $R_{c;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_s}$

Hvor

$R_{c;d}$ = dimensjonerende bæreevne
$R_{c;k}$ = karakteristisk bæreevne totalt
$R_{s;k}$ = karakteristisk sidefriksjon
$R_{b;k}$ = karakteristisk spissmotstand
γ_t = partialpaktor for total bæreevene
γ_b = partialpaktor for spissmotstand
γ_s = partialpaktor for sidefriksjon

Verdier for γ_t, γ_b og γ_s i henhold til NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 kan hentes fra nedenstående tabell Figur 11. 4.

Motstand	**Symbol**	**Partialfaktorer for motstand γ_R**		
		Rammet pel	**Boret pel**	**CFA-pel ***
Spissmotstand	γ_b	1,1	1,3	1,2
Sidefriksjon (trykkpel)	γ_s	1,1	1,3	1,2
Total bæreevne (trykkpel)	γ_t	1,1	1,3	1,2
Sidefriksjon for strekkpel	$\gamma_{s;t}$	1,2	1,4	1,3

* CFA-peler er ikke omtalt i denne håndboken, men partialfaktorer for disse pelene er vist for sammenligning

Figur 11. 4 Partialfaktorer for motstand i henhold til NS-EN 1997-1:2004+NA:2008

11.4.3 Dimensjonerende og installert kapasitet

Peletverrsnittets dimensjonerende kapasitet N_d beregnes i henhold til prosjekteringsstandarden for det aktuelle pelematerialet. N_d beregnes som kapasiteten til en rett og knekkavstivet søyle med sentrisk last. Installert kapasitet N_i beregnes ved å multiplisere dimensjonerende kapasitet N_d med en reduksjonsfaktor f_a.

$N_i = N_d \cdot f_a$

Reduksjonsfaktoren f_a skal ta hensyn til det som skiller en pel fra andre konstruksjons-elementer og til forhold som er spesifikke for pelearbeider. Reduksjonsfaktoren fastlegges etter en samlet vurdering av alle forhold som kan 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

En oppsummering av hvilke forhold som ansees gunstige og ugunstige med hensyn til valg av f_a er vist i tabell Figur 11. 5.

	GUNSTIGE FORHOLD	UGUNSTIGE FORHOLD
Grunnforhold	Homogen og steinfri grunn. Økende fasthet med dybden. Jevnt og godt berg for feste av pelespissen ved spissbærende peler.	Varierende grunnforhold. Korrosjonsfarlig grunn. Stein og blokker i grunnen med fare for påtvunget krumning. Skrått, ujevnt berg og hard bergart, ved spissbærende peler.
Grunnundersøkelser	Omfattende grunnundersøkelser.	Lite omfattende eller mangelfulle grunnundersøkelser.
Antall peler i gruppen	Antall peler i grupper er større enn fem. Små variasjoner i pelelengder. Bøyningsstive, strekkfaste skjøter.	Antall peler i grupper er mindre enn tre. Store variasjoner i pelelengde. Dårlige skjøter, tap av ramme energi.
Rammeutstyr og utførelse	Tilstrekkelig tungt lodd, god slaghette og god føring. Ikke bruk av jomfru. Loddrette peler. Erfaren entreprenør.	For lett lodd, dårlig slaghette og føring, stort tap av rammeenergi. Bruk av jomfru. Ramming fra flåte. Uerfaren entreprenør.
lnstallasjonsmetode	Peler installeres kontrollert ved boring, støping og gysing.	Ramming/vibrering/pressing/ bruk av luftlodd/diesellodd sett i sammenheng med peletype/pele-dimensjon/pelelengde samt grunn-forhold.
Kontroll av pelearbeidet	God kontroll av peler og ramming, samt av utstøping av betong og trekking av borerør. Føring av fullstendige protokoller. Tilpassing av spesifikasjoner under arbeidet.	Lite omfattende eller mangelfull kontroll. Ingen tilpassing under arbeidet.

Figur 11. 5 Sammenstilling av forhold som påvirker valg av f_a-faktor

Avhengig av en total vurdering av forholdene kan verdier for f_a vist i tabell Figur 11. 6 benyttes.

Vurderte forhold	f_a
Gunstige	0,90
Midlere	0,75
Ugunstige	0,60

Figur 11. 6 Tabell over anbefalte verdier for f_a

Det kan i en del tilfeller være grunnlag for å benytte ulik reduksjonsfaktor for ulike deler av pelen, f. eks. kan pelespissen ha annen reduksjonsfaktor enn pelen forøvrig.

Vær oppmerksom på at for bruer gjelder i enkelte tilfeller (frittstående pelegrupper i vann) spesielle regler for fastlegging av reduksjonsfaktoren f_a, se håndbok 185 (Ref. 1).

I det etterfølgende skilles det mellom peler i sand og peler i leire. Sand brukes da som en fellesbetegnelse for fritt drenerende friksjonsjordarter. Det skilles videre mellom friksjonspeler og spissbærende peler. Peler i mellomjordarter bør analyseres enten som pel i sand eller pel i leire, alt etter hva som er relevant og rimelig konservativt.

For peler i lagdelt grunn og / eller til faste lag eller berg må man være oppmerksom på at bløte leirlag kan gi setninger som fører til påhengslast på pelen.

For friksjonspeler må det tas hensyn til følgende forhold:

- Friksjonsmotstanden mobiliseres ved små relativdeformasjoner mellom pel og jord, mens spissmotstanden trenger større forskyvninger for å bli mobilisert. Dette gjelder fullt ut for borede peler, mens for rammede peler kan spissmotstanden i en viss grad være mobilisert ved installasjon av pelen som følge av pelens nedtrengning.
- Belastningens varighet (korttidslast, langtidslast) og sammensetning (permanent last, nyttelast) må vurderes.

Verdier for γ_t, γ_b og γ_s gjengitt i Figur 11. 4 er å anse som minimumsverdier. Hvis forhold nevnt ovenfor gir grunnlag for det, bør verdiene økes.

Pelers bæreevne bør i utgangspunktet bestemmes både med statiske formler på prosjekteringsstadiet, og med dynamiske metoder på grunnlag av observert rammemotstand (rammeformel, PDA-målinger) så langt det er relevant. Observasjon av rammemotstand (rammedata) kan også gi grunnlag for revurdering av statisk bæreevne.

Rammeformel kan også benyttes på prosjekteringsstadiet til å bestemme bæreevnen under gitte forutsetninger om rammeenergi og synk. Det er da vanlig å bestemme nødvendig rammemotstand som funksjon av krav til karakteristisk bæreevne.

11.5 FRIKSJONSPELER I SAND - BÆREEVNE

11.5.1 Generelt

Bæreevnen for friksjonspeler i sand kan på prosjekteringsstadiet bestemmes ved:
- statisk bæreevneformel (kapittel 11.5.2)
- teoretisk rammeformel (kapittel 11.5.3)
- empiriske metoder ut fra sonderinger
- "simulert prøvebelastning" ved hjelp av dataprogram (kapittel 11.12)

Under og/eller etter ramming kan bæreevnen også bestemmes ved:

- rammeformel med målte data (kapittel 11.13)
- dynamiske målinger fra ramming supplert med databeregninger (kapittel 11.12)

- prøvebelastning (kapittel 11.14)

Det finnes ellers flere tolkningsmetoder for bestemmelse av bæreevnen ut fra trykksonderinger, det vises til Peleveiledningen 2005 (Ref. 3) og til spesiallitteratur..

Dataprogrammer som beregner forskyvning av pelen som funksjon av belastning og grunnforhold kan benyttes til å etablere last-forskyvningsdiagram analogt til prøvebelastning.

Dynamiske målinger (PDA-målinger) under ramming kan sammen med datasimuleringer (CAPWAP-analyser) benyttes til estimat av bæreevnen. Slike målinger og analyser leveres av operatøren for utstyret, og omtales ikke her.

Statisk bæreevneformel, datasimulert "prøvebelastning" og prøvebelastning kan anvendes både for trykk- og strekkbelastning. De andre metodene kan bare benyttes på trykkbelastning.

Bruk av statisk bæreevneformel og rammeformel behandles utførlig i etterfølgende delkapitler.

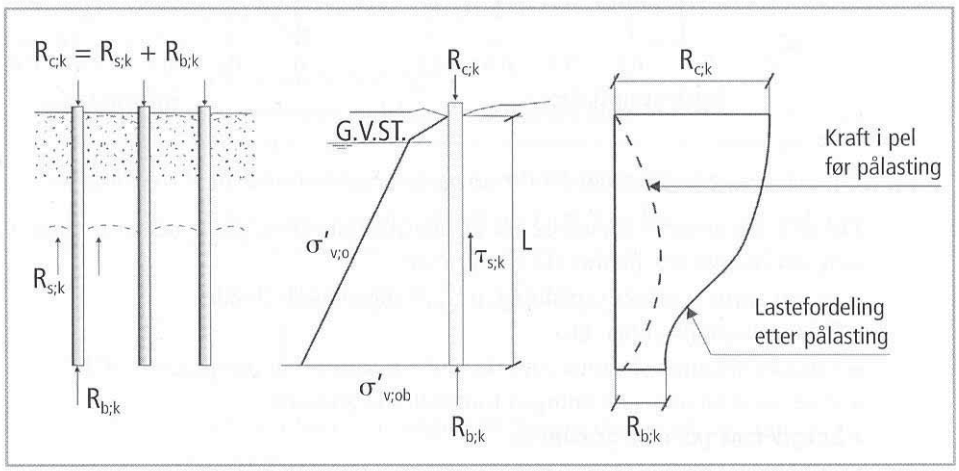
11.5.2 Statisk bæreevneformel

Bæreevnen for friksjonspeler i sand bestemmes på effektivspenningsbasis (aφ-analyse).

11.5.2.1 Bæreevne på trykk

Metode 1

Beregnet bæreevne på trykk $R_{c;cal}$ er lik summen av beregnet sidefriksjon $R_{s;cal}$ og beregnet spissmotstand $R_{b;cal}$ se Figur 11. 7.



Fig*ur 11. 7 Illustrasjon av bidrag til bæreevne*

$$R_{c;cal} = R_{s;cal} + R_{b;cal}$$

hvor:

$R_{s;cal}$ $= \tau_{s;cal} \cdot A_s$ = kraft som opptas av friksjon
A_s = pelens overflateareal

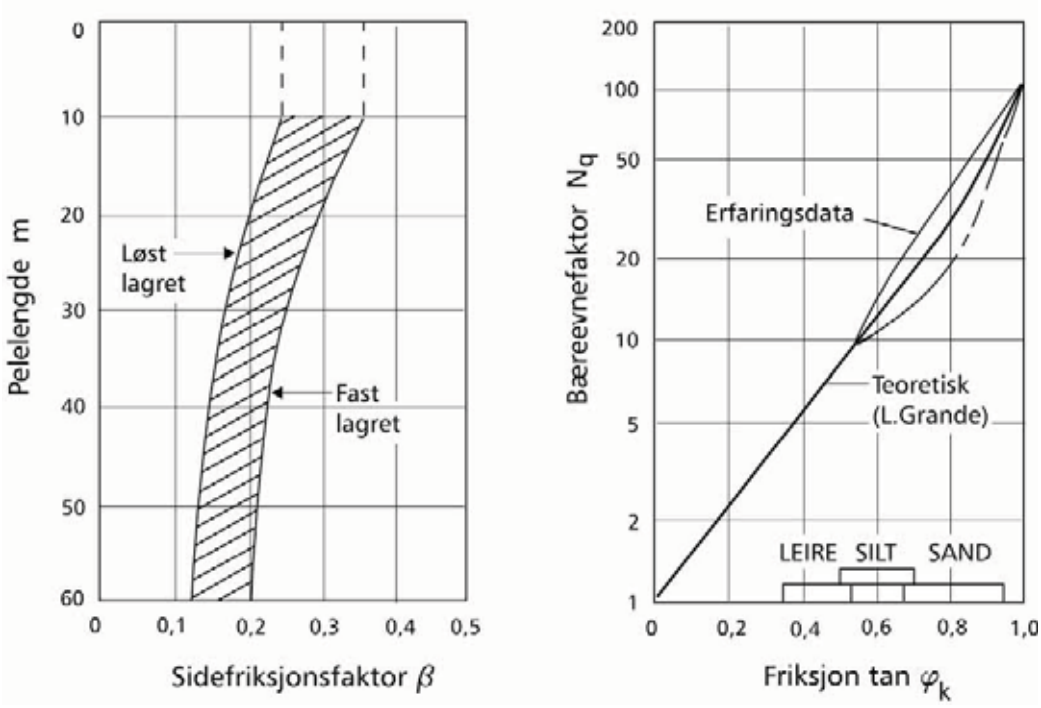
$\tau_{s;cal}$ = $\beta \cdot \sigma'_{v;0}$ = beregnet sidefriksjon
β = sidefriksjonsfaktor
$\sigma'_{v;0}$ = midlere vertikal in-situ effektivspenning langs pelen
$R_{b;cal}$ = $q_{b;k} \cdot A_b$ = bæreevne (kraft) ved pelespiss (spissmotstand)
A_b = pelens spissareal
$q_{b;cal}$ = $N_q \cdot \sigma'_{v;0b}$ = beregnet bæreevne (spenning) ved pelespiss
N_q = bæreevnefaktor
$\sigma'_{v;0b}$ = vertikal in-situ effektivspenning ved pelespiss

Dette gir:

$$R_{c;cal} = R_{s;cal} + R_{b;cal} = \beta \cdot \sigma'_{v;0} \cdot A_s + N_q \cdot \sigma'_{v;ob} \cdot A_b$$

Verdier for β og N_q kan tas ut fra Figur 11. 8

Fra kapittel 11.4.1 har vi at: $R_{c;k} = \dfrac{R_{c;cal}}{\xi}$



Figur 11. 8 Sidefriksjons- og bæreevnefaktor (fra Peleveiledningen av 1991)

Metoden forutsetter at det benyttes gjennomsnittlig spenning og anslått β-verdi langs hele pelen. Metoden gir rom for brukeren i valg av parametere og anses for å gi konservative verdier for bæreevnen og benyttes gjerne for overslagsberegninger.

For bestemmelse av bæreevnefaktoren N_q kan tall for *tan* φ_k vist i tabell Figur 11.9 benyttes.

Lagringsfasthet	$\tan \varphi_\kappa$	
	Silt. Finsand	Sand - Grus
Løs	0,4 – 0,6	0,6 – 0,8
Fast	0,6 – 0,7	0,7 – 0,9

Figur 11.9 Retningsgivende verdier for tan φ_κ ved bestemmelse av N_q i Figur 11. 8

Normalt bør ikke karakteristisk netto spissmotstand antas høyere enn 10 MPa. Dette kan etter spesiell vurdering fravikes dersom det gjennom observasjon av rammemotstand er påvist meget faste masser ved pelespiss. (dvs. revurdering av statisk bæreevne etter ramming).

Metode 2

I Peleveiledningen 2005 (Ref. 3) er det vist en alternativ, inkrementell metode som tar hensyn til lokale variasjoner med dybden. Denne, kalt NGI99-metoden, knytter seg opp mot resultat av trykksonderinger (CPT). Den viktigste parameteren er friksjonsmaterialets relative lagringstetthet, D_r, som ut fra trykksonderinger (CPT), bestemmes fra uttrykket:

$$D_r = 0{,}4 \cdot \ln\left[\frac{q_c}{22 \cdot (\sigma'_{v,0} \cdot \sigma_a)^{0{,}5}}\right]$$

hvor:

q_c = målt spissmotstand ved trykksondering
$\sigma'_{v\cdot 0}$ = vertikal in-situ effektivspenning langs pelen
σ_a = atmosfærisk referansetrykk (100 kPa)

Merk at det ikke er noen begrensning oppad på D_r, dvs. at den kan være større enn l ,0.

Karakteristisk sidefriksjon, $\tau_{s;k}$, langs hele eller deler av en pel som står i friksjonsmasser med samme lagringstetthet beregnes ut fra:

$$\tau_{s;k} = \frac{z}{z_t} \cdot \sigma_a \cdot F_{Dr} \cdot F_{last} \cdot F_{spiss} \cdot F_{mat} \cdot F_\sigma$$

hvor:

z = dybde under terreng
z_t = pelespissens endelige dybde under terreng
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 peler som er rammet åpen og ikke har plugget under ramming
F_{spiss} = 1,6 for lukket pel eller fra det nivå pelen har ålugget under ramming
F_{mat} = 1,0 for stål og tre og 1,2 for betong

$$F_\sigma = \left[\frac{\sigma'_{v;0}}{\sigma_a}\right]^{0{,}25}$$

Karakteristisk sidefriksjon skal være begrenset nedad til en verdi tilsvarende:

$$\tau_{s;k} = 0{,}1 \cdot \sigma'_{v;0}$$

Det skal også bemerkes spesielt at beregning av sidefriksjon er helt knyttet til at relativ lagringstetthet D_r er bestemt på grunnlag av formelen vist ovenfor med bruk av resultater fra CPT-målinger. Videre er det grunn til også å være oppmerksom på at bestemmelsen om $\tau_{s;k} \geq 0{,}1 \cdot \sigma'_{v;0}$ lett blir styrende for beregning av sidefriksjonen og at formelverket for beregning av D_r er forholdsvis sensitivt i så måte relatert til overlagringstrykket. Selv om beregningsmåten basert på verdier fra CPT-målinger virker mer eksakt enn den ovennevnte empiriske beregningsmåten, bør en derfor likevel se på resulterende beregnet bæreevne som et overslag og som for endelig dimensjonering må verifiseres på annen måte.

For en pel som står i materiale med vekslende lagringstetthet, beregnes sidefriksjonen for det enkelte lag ut fra en representativ midlere lagringstetthet for det enkelte laget. Eventuelle leire eller siltlag behandles for seg.

Spissmotstanden beregnes fra spissmotstand målt ved trykksondering (CPT) og relativ lagringstetthet som følger:

For pel som er rammet lukket:

$$\tau_{b;k} = 0{,}8 \cdot \frac{q_c}{(1 + D_r{}^2)}$$

For pel som rammes åpen skal total spissmotstand beregnes ut fra det som er minst av følgende:

$$\tau_{b;k} = 0{,}7 \cdot \frac{q_c}{(1 + 3 \cdot D_r{}^2)} \qquad \text{regnet over hele pelens tverrsnitt}$$

eller summen av lokal spissmotstand mot pelerørets endeflate og innvendig friksjon beregnet på grunnlag av:

q_v = q_c
$\tau_{s;i}$ = 3 • $\tau_{s.u}$, hvor
$\tau_{s;i}$ = friksjon langs innsiden
$\tau_{s;u}$ = friksjon langs utsiden beregnet etter ligningen vist ovenfor

Spissmotstand og relativ lagringsfasthet skal bestemmes som representativ gjennomsnittverdi i dybdenivå fra 1d over spiss til 2d under spiss, hvor d er pelens tverrmål.

Hvis det er leire i dybde mindre enn 4 diametre under spiss må bæreevnen kontrolleres mot gjennomlokking i leira.

Felles for metode 1 og 2

Ved summering av friksjonsandeler langs peleoverflaten angir NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 at $R_{c;k}$ kan beregnes slik:

$$R_{c;k} = R_{s;k} + R_{b;k} = \frac{\sum_i A_{s;i} \cdot \tau_{s;i;k}}{\xi} + \frac{A_b \cdot q_{b;k}}{\xi} \text{ hvor}$$

$\tau_{s;i;kl}$ = karakteristisk sidefriksjon langs peleoverflaten i ulike dybder
$q_{b;k}$ = karakteristisk spissmotstand

Uten bruk av ξ i formelen over viser NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 til at det da kan være nødvendig å korrigere partialfaktorene γ_b og γ_s med en modellfaktor større enn 1,0. Ved bruk av ξ som vist i formelen over er det i NA:2008 sagt at da skal modellfaktoren settes til 1,0. Dimensjonerende bæreevne på trykk $R_{c;d}$ bestemmes som:

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} = \frac{R_{c;cal}}{\gamma_t \cdot \xi} = \frac{R_{b;cal}}{\gamma_b \cdot \xi} + \frac{R_{s;cal}}{\gamma_s \cdot \xi}$$

Verdier for ξ i henhold til NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 hentes fra Figur 11. 3 i kapittel 11.4.1. Verdier for γ_t, γ_b og γ_s kan hentes fra tabell Figur 11. 4 i kapittel 11.4.2.

For dimensjonerende installert kapasitet se kapittel 11.4.3.

Et eksempel på bestemmelse av bæreevne for en betongpel i sand er gitt i kapittel 11.5.6.

11.5.2.2 Bæreevne på strekk (opptrekk)

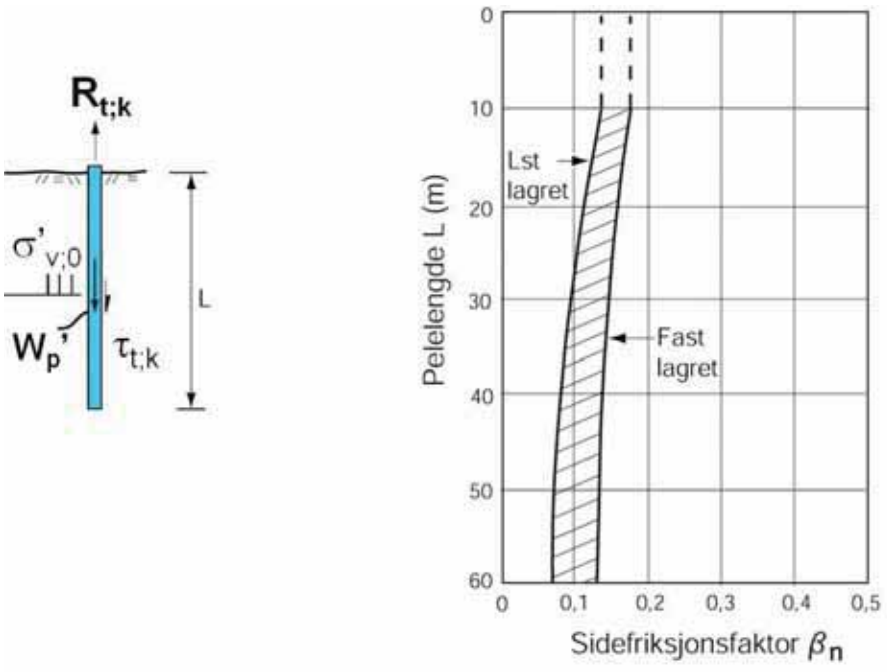
Metode 1

For en strekkpåkjent pel vil skjærspenningene langs peleoverflaten være rettet nedover (negativ friksjon); se Figur 11. 10.

Beregnet friksjonsmotstand på strekk $R_{s;cal}$ kan bestemmes slik:

$$R_{s;cal} = \tau_{s;cal} \cdot A_s$$
$$\tau_{s;cal} = \beta_n \cdot \sigma'_{v;0}$$

hvor: β_n = sidefriksjonsfaktor for strekk (opptrekk), se Figur 11. 10. Merk at verdien av denne er ned mot halvparten av tilsvarende verdi for trykk (Figur 11. 8).



Fig*ur 11. 10 Karakteristisk bæreevne på strekk (fra Peleveiledningen av 1991)*

Som for peler på trykk forutsettes at det benyttes gjennomsnittlig spenning og anslått β-verdi langs hele pelen. Metoden gir rom for brukeren i valg av parametere og benyttes gjerne for overslagsberegninger.

Metode 2

I Peleveiledningen 2005 (Ref. 3) er det vist alternativ inkrementell metode som tar hensyn til lokale variasjoner med dybden som vist for bæreevne på trykk i kapittel 11.5.2.1. I formelverket som er angitt her benyttes parameteren F_{last} til å skille mellom strekkbelastning og trykkbelastning (se 11.5.2.1 Metode 2)..

Felles for metode 1 og 2

Dimensjonerende bæreevne på strekk $R_{t;d}$ kan da bestemmes som:

$$R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_{s;t}} = \frac{R_{s;cal}}{\xi \cdot \gamma_{s;t}}$$

Ved summering av friksjonsandeler langs peleoverflaten angir NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 at $R_{t;k}$ kan beregnes slik:

$$R_{t;k} = R_{s:k} = \frac{\sum_i A_{s;i} \cdot \tau_{s;i;k}}{\xi} \text{ hvor}$$

$\tau_{s;i;k}$ = karakteristisk sidefriksjon langs peleoverflaten

Hvis denne metoden benyttes uten ξ viser NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 til at det da kan være nødvendig å korrigere partialfaktoren $\gamma_{s;t}$ med en modellfaktor større enn 1,0. Ved bruk av ξ som vist i formelen over er det i NA:2008 sagt at da skal modellfaktoren settes til 1,0.

Verdier for ξ i henhold til NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 hentes fra Figur 11. 3 i kapittel 11.4.1. Verdier for $\gamma_{s;t}$ kan hentes fra tabell Figur 11. 4 i kapittel 11.4.2.

I tillegg til $R_{t;k}$ beregnet etter ovenstående formel vil også neddykket tyngde av pelen W' virke i stabiliserende retning. Denne effekten kan ivaretas ved å se på tyngden av pelen som en lastvirkning med tilhørende partialfaktor γ_G etter beregningsmetode 2 (se NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 Tabell NA.A.3 for A1, Ref. 6).

Dimensjonerende bæreevne på strekk $R_{t;d}$ bestemmes som:

$$R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_{s;t}} + \frac{\gamma_{G,\inf} \cdot W'}{\gamma_{s;t}} = \frac{R_{s;cal}}{\gamma_{s;t} \cdot \xi} + \frac{\gamma_{G,\inf} \cdot W'}{\gamma_{s;t}}$$

Repeterende korttidslaster som vind og bølger betraktes som langtidslast. Peler som utsettes for repeterende strekklaster kan i tillegg få redusert karakteristisk bæreevne som følge av lastvariasjonene. Dette må vurderes særskilt i hvert tilfelle.

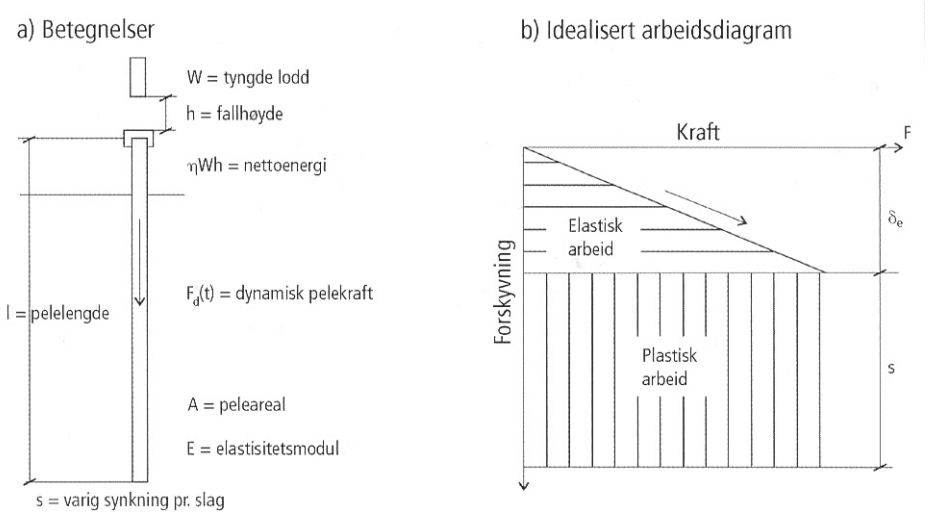
VIKTIG: Dette delkapitlet om bæreevne på strekk angir teoretisk beregningsgrunnlag for strekkpeler. Det er viktig å være oppmerksom på at for bruer gjelder spesielle prosjekterings-regler for strekkpeler, se håndbok 185; "Bruprosjektering". Blant annet tillater ikke denne bruk av strekkpeler for langtidslaster definert som permanente laster i kombinasjon med temperaturlaster samt sykliske laster og eventuelle andre laster med varighet over en time. Kun i brudd- og ulykkesgrensetilstanden tillater Håndbok 185 at kortvarige laster kan gi strekk i pelene. Med kortvarige laster menes i denne sammenheng alle laster som ikke er definert som langtidslaster, eksempelvis trafikk, påkjørsel og skipsstøt etc.

Et eksempel på bestemmelse av bæreevne på strekk for en betongpel i sand er gitt i kapittel11.5.6

11.5.3 Beregning av bæreevne ut fra rammeformel

11.5.3.1 Teoretisk grunnlag

Karakteristisk bæreevne for peler i sand kan beregnes ut fra rammeformel. Rammeformler bygger på energiligningen som sier at netto energi overført til peletopp er lik den energi som går med til varig plastisk forskyvning *s* og til elastisk sammentrykning δ_e av pelen inkl. elastisk sammentrykning av nærliggende jord; se Figur 11. 11.



Figur 11. 11 Rammeformel - prinsippskisser.

Dermed fås for en ideell tilstand følgende energiligning:

$$\eta \cdot W \cdot h = F_d(t) \cdot s + \tfrac{1}{2} \cdot F_d(t) \cdot \delta_e$$

hvor:

W	=	tyngde lodd (kN)
h	=	fallhøyde lodd
η	=	rammeutstyrets virkningsgrad (0,3 – 0,9)
ηWh	=	nettoenergi tilført peletopp
$F_d(t)$	=	dynamisk aksiell kraft på topp av pel
s	=	varig plastisk synkning
δ_e	=	elastisk sammentrykning av pelen

Karakteristisk bæreevne på trykk $R_{c;k}$ kan da finnes idet den antas lik den gjennomsnittlige dynamiske pelekraft $F_d(t)$; dette gir rammeformelen med målte verdier for synk og elastisk deformasjon:

$$R_{c;k} = \frac{1}{\xi} \cdot \frac{\eta \cdot W \cdot h}{s + \frac{1}{2}\delta_e} \quad \text{og} \quad R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} = \frac{1}{\gamma_t} \cdot \frac{1}{\xi} \cdot \frac{\eta \cdot W \cdot h}{s + \frac{1}{2}\delta_e}$$

Verdier for ξ i henhold til NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 hentes fra Figur 11. 3 i kapittel 11.4.1. Verdier for γ_t kan hentes fra tabell Figur 11. 4 i kapittel 11.4.2.

Når remmeformel benyttes for å påvise bæreevne, bør rammeprøvingen være utført på minst fem peler fordelt med tilstrekkelig avstand over peleområdet.

Rammeformelens gyldighet er i prinsippet begrenset til friksjonsjordarter. Imidlertid kan rammeformelen under bestemte forutsetninger også være til nytte i andre jordarter, se kapittel 11.13.6. For måling av s og δ_e ved rammeobservasjoner se kapittel 11.13.7.1.

11.5.3.2 Teoretisk rammeformel

Når den elastiske stukning δ_e ikke er målt kan denne innføres med sin teoretiske verdi $\delta_e = \frac{\omega \cdot F_d(t) \cdot l}{A \cdot E}$ i ligningen vist i kapittel 11.5.3.1. Dette gir videre følgende teoretiske rammeformel (Janbu, 1951):

$$R_{c;cal} = \frac{2 \cdot \eta \cdot W \cdot h}{s + \sqrt{s^2 + 2\eta \cdot \omega \cdot \frac{W \cdot h \cdot l}{A \cdot E}}}$$

hvor: $A \cdot E$ = tverrsnittsareal x E-modul for pelematerialet

E-modul: stål: $210 \cdot 10^6\ kN/m^2 = 2{,}1 \cdot 10^5\ MPa$

betong: $35 \cdot 10^6\ kN/m^2 = 0{,}35 \cdot 10^5\ MPa$

tre: $10 \cdot 10^6\ kN/m^2 = 0{,}1 \cdot 10^5\ MPa$

$l = l$ eller $l_e =$ pelelengde eller ekvivalent stukningslengde (se kapittel 11.5.3.3)

s = varig synkning pr. slag ved slutten av rammingen

ω = kraftfordelingsfaktor som tar hensyn til pelekraftens fordeling langs pelen

Kraftfordelingsfaktoren ω avhenger primært av spissmotstandens andel av den totale rammemotstand. Vanlig variasjonsområde er ω = 0,5 - 0,9. For korte peler (10 til 15 m) som i hovedsak er spissbærende er ω = 0,9. For lange friksjonspeler (lengre enn ca. 30 m) i homogen sand kan ω gå ned mot ca. 0,5. Bestemmelse av ω-verdien innebærer usikkerhet i beregningen, men dersom man bruker høye ω-verdier vil man ligge til den konservative siden.

Rammeformelens gyldighet er i prinsippet begrenset til friksjonsjordarter. Synkning pr. slag s bør måles som middelsynkningen av en serie på 10 slag. Basert på erfaringer kan rammeformelen også benyttes til å verifisere bæreevne ved kontrollslag mot fast berg.

Den nominelle virkningsgraden η er avhengig av rammeutstyret, rammingens utførelse samt peletype og grunnforhold, og må vurderes i hvert enkelt tilfelle. (se mer om dette i kapittel 11.13.6.1)

Følgende virkningsgrader kan antas:

Hydrauliske fall-lodd:	$\eta \approx 0{,}7 - 0{,}9$
Hydrauliske fall-lodd (akselererte)	$\eta \approx 0{,}9 - 1{,}0$
Diesellodd:	$\eta \approx 0{,}35 - 0{,}5$

Synkningen pr. slag s kan f. eks settes inn med verdi tilsvarende stoppkriteriet, og teoretisk rammeformel kan da benyttes til å beregne karakteristisk bæreevne under gitte forutsetninger med hensyn til peletype/dimensjon og lodd.

Rammeformelen kan også benyttes til å gjennomføre såkalte rambarhetsanalyser, se kapittel11.5.5.

Dimensjonerende bæreevne ut fra rammeformel bestemmes generelt ved følgende formel

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} = \frac{R_{c;cal}}{\xi \cdot \gamma_t} \text{ eller } R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} = \frac{R_{c;m}}{\xi \cdot \gamma_t}$$

Verdier for ξ i henhold til NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 hentes fra Figur 11. 3 i kapittel 11.4.1. Verdier for γ_t kan hentes fra tabell Figur 11. 4 i kapittel 11.4.2.

I prosjekteringsfasen er det kun teoretisk rammeformel uten bevegelsesmåling som kan benyttes, men brukt isolert vil den normalt gi unødvendig kostbare løsninger (som er en konsekvens av stor usikkerhet i beregningsgrunnlaget / kraftfordelingsfaktoren.)

VIKTIG: Under ramming bør derfor alltid elastisk deformasjon δ_e måles og bæreevnen kontrolleres med rammeformel med målte data. Når bæreevnen kontrolleres med denne formelen er det hensiktsmessig å benytte tilsvarende ξ- og γ_t-verdier også for teoretisk rammeformel (uten bevegelsesmåling) på prosjekteringsstadiet.

Et eksempel på overslag av bæreevne ut fra teoretisk rammeformel for en stålrørspel i sand er gitt i kapittel 11.5.6.

11.5.3.3 Ekvivalent stukningslengde

Når loddets masse er lik eller større enn pelens masse gjelder teoretisk rammeformel med pelelengde lik pelens totale lengde *l*.

Ved bruk av store tunge peler, f. eks store stålrørspeler, er det ikke alltid mulig å oppfylle krav om at loddets masse skal være lik eller større enn pelens masse. I slike tilfeller må pelelengden *l* erstattes med ekvivalent stukningslengde l_e i den teoretiske rammeformelen.

Ekvivalent stukningslengde bestemmes teoretisk ved bruk av støtbølgeteori. For praktiske formål, og forutsatt at loddet og pelen består av samme materiale (f.eks. stål), kan ekvivalent stukningslengde bestemmes slik:

Ekvivalent stukningslengde l_e er lik den dellengden av pelen som gir masse lik loddets masse.

Innføring av ekvivalent stukningslengde i teoretisk rammeformel har også betydning for valg av kraftfordelingsfaktoren ω. En slik pel har selv i bløt jord stor spissmotstand i relasjon til kraftfordelingsfaktoren ω fordi den ekvivalente pellengden rammes mot den underliggende del av pelen. Når det tas hensyn til dette kan kraftfordelingsfaktoren ω forøvrig bestemmes som angitt i kapittel 11.5.3.2.

11.5.4 Bæreevne ut fra prøveramming

I spesielle tilfeller kan det være aktuelt å utføre prøveramming for å kunne bestemme bæreevnen optimalt på prosjekteringsstadiet. Det vises til kapittel 11.13.6 for verifikasjon av bæreevne på grunnlag av rammedata.

I tilknytning til prøveramming kan det også være aktuelt å utføre prøvebelastning, se kapittel11.14.

11.5.5 Rambarhetsanalyser

På grunnlag av teoretisk rammeformel (eller energiligningen med teoretisk elastisk deformasjon) kan man beregne det antall slag N pr. lengdeenhet synkning som er nødvendig for å drive pelen ned med et gitt rammeutstyr. Slagantallet er det inverse av synk s:

$$N = \frac{1}{s}$$

Rammemotstanden M i ulike dybdenivåer må først beregnes ved hjelp av statisk bæreevne-formel (kapittel11.5.2.1) idet motstanden M settes lik den beregnede karakteristiske bæreevnen for de ulike peledybdene. Det må tas hensyn til eventuell redusert eller øket motstand fra jorden under ramming.

I prinsippet gjelder teoretisk rammeformel (eller energiligningen) omskrevet til følgende form:

$$N = \frac{M}{E_n - T}$$

hvor M = beregnet motstand under ramming (fra statisk bæreevneformel)
$E_n = \eta \cdot W \cdot H$ = netto tilført rammeenergi
$T = \omega \cdot M^2 \cdot l / 2 \cdot A \cdot E$ = energitap pga. elastisk deformasjon av pelen

Innsatt i formelen gir dette:

$$N = \frac{M}{\eta \cdot W \cdot H - \dfrac{\omega \cdot M^2 \cdot l}{2 \cdot A \cdot E}}$$

Merk at peledybden l må settes inn med pelelengden eller ekvivalent stukningslengde som omtalt i kapittel 11.5.3.3.

I praksis er det ikke nødvendig å anvende denne formelen direkte, men den er tatt med for å vise prinsippet. (på den annen side er det ingenting i veien for å benytte den, og eventuelt programmere den i regneark)

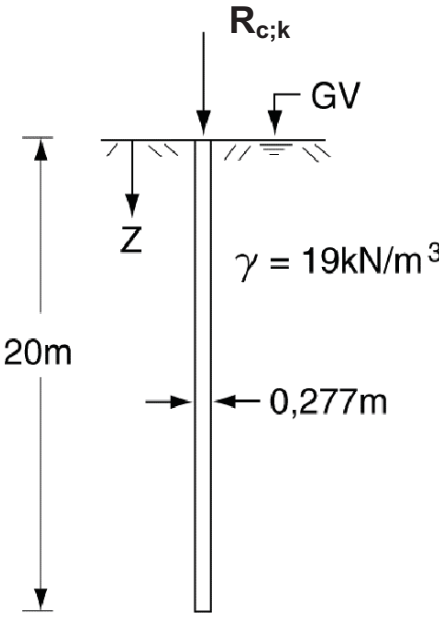
Rambarhetsanalyse kan i praksis utføres ved direkte bruk av regneark med teoretisk rammeformel (f. eks RAMPEL, se kap 11.12). Det settes da inn ulike peledybder direkte i regnearket og synken varieres inntil det oppnås sammenhørende verdier av rammemotstand og nødvendig slagantall (invers synk) for de ulike dybdenivåene. Slike analyser bør utføres for lange friksjonspeler i løsmasser og for peler i faste masser.

På grunnlag av gjentatte beregninger med ulike dybder kan det tegnes opp en kurve over nødvendig slagantall N som funksjon av peledybde under rammingen. Ved summasjon over hele peledybden kan det totale slagantall finnes.

11.5.6 Beregningseksempler

11.5.6.1 Statisk bæreevne på trykk

Eksempelet viser bestemmelse av statisk bæreevne for en betongpel i sand, se Figur 11. 12:



Pel: betongpel;
$A_s = \pi \cdot 0{,}277 \cdot 20 = 17{,}4m^2$
$A_b = \pi \cdot 0{,}277^2 / 4 = 0{,}06m^2$
Grunn: Sand, middels fast;
γ = 19 kN/m^3,
tanφ = 0,73, middelverdi
a = 0
n = 3 – 5, dvs. god oversikt over grunnforholdene

Fra Figur 11. 8:

l_j = 20 m gir β = 0,25
$tan\varphi$ = 0,73 gir N_q = 21

Figur *11. 12 Eksempel - friksjonspel i sand*

Midlere vertikalt effektivt overlagringstrykk midt på pel:
$\sigma'_{v;0} = \gamma' \cdot z_m = (19-10) \cdot 10 = 90kPa$
Beregnet midlere sidefriksjon pr. flateenhet:
$\tau_{s;cal} = \beta \cdot \sigma'_{v;0} = 0{,}25 \cdot 90 = 22{,}5kPa$

Effektivt overlagringstrykk ved spiss:
$\sigma'_{v;0b} = \gamma' \cdot l = (19-10) \cdot 20 = 180kPa$

Beregnet netto spissmotstand pr. flateenhet:
$q_{b;cal} = N_q \cdot \sigma'_{v;0b} = 21 \cdot 180 = 3780kPa$

Beregnet friksjonsmotstand:
$R_{s;cal} = \tau_{s;k} \cdot A_s = 22{,}5 \cdot 17{,}4 = 392kN$

Beregnet spissmotstand:
$R_{b;cal} = q_{b;k} \cdot A_b = 3780 \cdot 0{,}06 = 227kN$

Beregnet bæreevne:
$R_{c;cal} = R_{s;cal} + R_{b;cal} = 392 + 227 = 619kN$

Dimensjonerende bæreevne:
$$R_{c;d} = \frac{1}{\gamma_t} \cdot \frac{R_{c;cal}}{\xi}$$

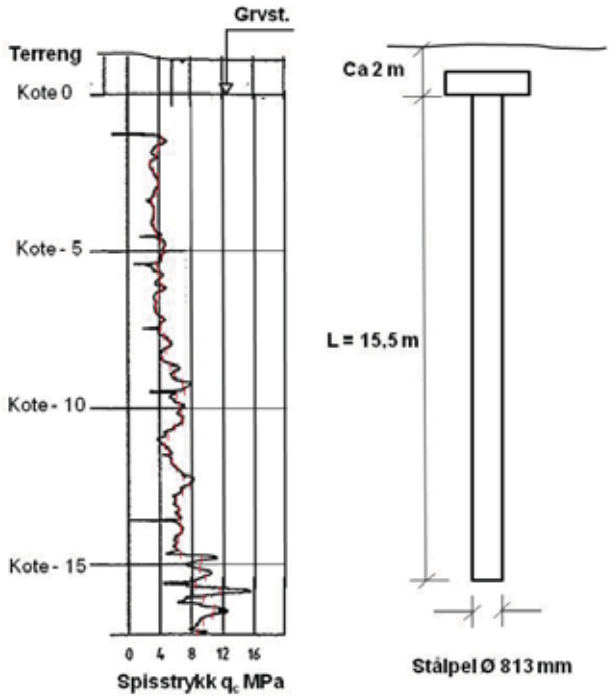
Verdier for γ_t og ξ hentes fra henholdsvis Figur 11. 4 og Figur 11. 3.

For rammet pel er $\gamma_t = 1{,}1$ og for n = 3 – 5 er $\xi_3 = 1{,}45$. Dette gir:

$$R_{c;d} = \frac{1}{\gamma_t} \cdot \frac{R_{c;cal}}{\xi} = \frac{1}{1{,}1} \cdot \frac{619}{1{,}45} = 388 \ kN$$

11.5.6.2 Statisk bæreevne på trykk beregnet etter NGI99

Eksemplet viser statisk bæreevne for en stålrørspel rammet åpen i friksjonsmasser. Stålrøret har diameter Ø 813 mm og en godstykkelse på 12,8 mm. Det er utført CPTU-målinger som vist på Figur 11.13. På bakgrunn av CPT-kurven er det laget en idealisert kurve for hver 0,25 m dybde og denne kurven er så lagt inn i et regneark. Friksjonsmassenes tyngdetetthet er satt til $\gamma = 19{,}5$ kN/m^3 over grunnvannstanden og $\gamma' = 9{,}5$ kN/m^3 under grunnvannsnivået.



Figur 11. 13 Regneeksempel for åpen stålrørspel basert på CPTU-måling i friksjonsmasser

$$D_r = 0{,}4 \cdot \ln\left[\frac{q_c}{22 \cdot (\sigma'_{v,0} \cdot \sigma_a)^{0{,}5}}\right]$$

$$\tau_{s;k} = \frac{z}{z_t} \cdot \sigma_a \cdot F_{Dr} \cdot F_{last} \cdot F_{spiss} \cdot F_{mat} \cdot F_{\sigma}$$

z = dybde under Grvst.

z_t = dybde av pelespiss under Gvst.

F_{Dr} = $2{,}1 \cdot (D_r - 0{,}1)^{1{,}7}$

F_{last} = 1,0 for strekk og 1,3 for trykk

F_{spiss} = 1,0 for åpen/uplugget pel installert ved boring eller ramming

F_{spiss} = 1,6 for rammet lukket pel

F_{mat} = 1,0 for stål og tre og 1,2 for betong

$$F_{\sigma} = \left[\frac{\sigma'_{v;0}}{\sigma_a}\right]^{0,25}$$

Dybde m	γ' kN/m³	q_c kPa	$\sigma_{v,0}'$ kPa *	$\tau_{s;k}$ kPa	$\sigma_{v,0}'/10$ kPa	Justert $\tau_{s;k}$ kPa	$R_{s;cal}$ kN	Akumulert $3 \cdot R_{s;cal}$ kN
1,50	9,50	4,2	53,3	2,43	5,33	5,33	3,4	10,2
1,75	9,50	3,8	55,6	2,08	5,56	5,56	7,0	20,9
2,00	9,50	3,2	58,0	1,23	5,80	5,80	10,7	32,0
2,25	9,50	2,8	60,4	0,61	6,04	6,04	14,5	43,5
2,50	9,50	3	62,8	0,93	6,28	6,28	18,5	55,6
↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓
14,75	9,50	9,2	179,1	47,28	17,91	47,28	474,2	1422,7
15,00	9,50	9,2	181,5	47,63	18,15	47,63	504,6	1513,9
15,25	9,50	9,8	183,9	54,01	18,39	54,01	539,1	1617,4
15,50	9,50	8,5	186,3	41,08	18,63	41,08	565,4	1696,1
15,75	9,50	11,6	188,6	72,87	18,86	72,87	611,9	1835,7
16,00	9,50	9,3	191,0	50,01	19,10	50,01	643,8	1931,5
16,25	9,50	11	193,4	68,12	19,34	68,12	687,3	2062,0
16,50	9,50	10,7	195,8	65,56	19,58	65,56	729,2	2187,6
16,75	9,50	9,2	198,1	49,86	19,81	49,86	761,0	2283,1
17,00	9,50	8,8	200,5	45,68	20,05	45,68	790,2	2370,6

Beregning av sidefriksjon er vist i tabellen ovenfor og spissmotstand nedenfor.

Dybde m	γ' kN/m³	q_c kPa	$\sigma_{v,0}'$ kPa *	$\tau_{b;k}$ kPa	$R_{b;cal}$ kN Fullt tv.sn.	$R_{b;cal}$ kN Ståltv.sn.
1,50	9,50	4,2	53,3	2 036,1	1057,0	33,0
1,75	9,50	3,8	55,6	1 987,2	1031,6	32,2
2,00	9,50	3,2	58,0	1 865,2	968,3	30,2
2,25	9,50	2,8	60,4	1 754,9	911,0	28,5
2,50	9,50	3	62,8	1 839,5	954,9	29,8
↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓
14,75	9,50	9,2	179,1	3 967,9	2059,8	64,3
15,00	9,50	9,2	181,5	3 985,5	2069,0	64,6
15,25	9,50	9,8	183,9	4 085,7	2121,0	66,3
15,50	9,50	8,5	186,3	3 914,9	2032,3	63,5
15,75	9,50	11,6	188,6	4 345,4	2255,8	70,5
16,00	9,50	9,3	191,0	4 068,8	2112,2	66,0
16,25	9,50	11	193,4	4 311,1	2238,0	69,9
16,50	9,50	10,7	195,8	4 291,9	2228,0	69,6
16,75	9,50	9,2	198,1	4 104,2	2130,6	66,6
17,00	9,50	8,8	200,5	4 058,9	2107,1	65,8

For beregning av $\sigma_{v;0}$ er det forutsatt terrenghøyde på kote + 2,0 i tabellene ovenfor. Kolonnen for $\tau_{s;k}$ merket med gul bakgrunnsfarge viser at bestemmelsen $\tau_{s;k} \geq 0{,}1 \cdot \sigma'_{v;0}$ slår inn.

Beregning av spissmotstand er utført både for fullt tverrsnitt og for ståltverrsnitt pluss innvendig friksjon med formel for spissmotstand $\tau_{b;k} = 0{,}7 \cdot \frac{q_c}{(1+3 \cdot D_r^{\,2})}$ (rør rammet åpent).

Ved å summere sidefriksjon og spissmotstand kan total karakteristisk bæreevne beregnes både for spissmotstand regnet på fullt peletverrsnitt og for ståltverrsnitt pluss innvendig friksjon i røret (settes til 3 ganger utvendig friksjon).

	Akumulert		Alt I				Alt II
Dybde	$R_{s;cal}$	$R_{b;cal}$	$R_{s;cal}+R_{b;cal}$	$R_{b;cal}$	$3 \cdot R_{s;cal}$	Alt. $R_{b;cal}$	$R_{s;cal}+R_{b;cal}$
m	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
		Fullt tv.sn.		Ståltv.sn.	Innvendig		
1,50	3,4	1057,0	1060,4	33,0	10,2	43,2	46,6
1,75	7,0	1031,6	1038,6	32,2	20,9	53,1	60,0
2,00	10,7	968,3	978,9	30,2	32,0	62,2	72,9
2,25	14,5	911,0	925,5	28,5	43,5	72,0	86,5
2,50	18,5	954,9	973,4	29,8	55,6	85,4	103,9
↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓
14,75	474,2	2059,8	2534,1	64,3	1422,7	1487,1	1961,3
15,00	504,6	2069,0	2573,6	64,6	1513,9	1578,6	2083,2
15,25	539,1	2121,0	2660,1	66,3	1617,4	1683,7	2222,8
15,50	565,4	2032,3	2597,7	63,5	1696,1	1759,6	2325,0
15,75	611,9	2255,8	2867,7	70,5	1835,7	1906,2	2518,1
16,00	643,8	2112,2	2756,1	66,0	1931,5	1997,5	2641,3
16,25	687,3	2238,0	2925,3	69,9	2062,0	2131,9	2819,2
16,50	729,2	2228,0	2957,2	69,6	2187,6	2257,2	2986,4
16,75	761,0	2130,6	2891,6	66,6	2283,1	2349,6	3110,7
17,00	790,2	2107,1	2897,3	65,8	2370,6	2436,4	3226,6

Som det fremgår av tabellen over vil en pel med gitte dimensjoner rammet åpen til en dybde kote - 15,5 m i dette tilfellet kunnet regnes å oppnå en karakteristisk motstand $R_{c;cal} = 2325$ kN. Her er det utvendig sidefriksjon sammen med ståltverrsnittets spissareal og innvendig friksjon som gir minste verdi. Merk at med pelespiss på kote – 16,5 ville utvendig sidefriksjon og spissbæreevne regnet på pelens bruttoareal gi minste verdi. Kravet om forholdsvis lik spissmotstand og relativ lagringsfasthet 1 d over pelespiss og 2 d under pelespiss er ellers rimelig godt ivaretatt med pelespiss på kote – 15,5.

Merk beregningene av $\tau_{s;k}$ vist ovenfor er utført for pelespiss på kote – 17,0 (dvs. $z_t = 17{,}0$) for å illustrere forandringene med dybden så langt CPT-målingene er ført. Ved endring av $z_t = 15{,}5$ for pelespiss på dette nivået blir $R_{c;cal} = 2463$ kN, dvs. ca 6 % økning.

Hvis vi forutsetter at det i samme fundament også er utført totalsondering til vesentlig større dybde enn CPT-målingen og med tilsvarende forløp, og at det i nabofundamentene er funnet

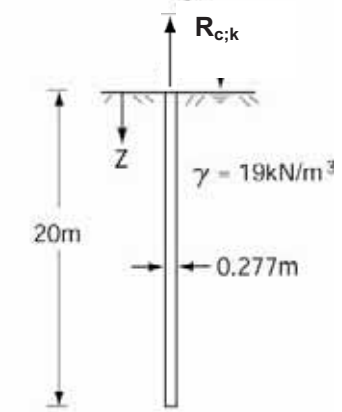
tilsvarende forhold slik at grunnforholdene må kunne sies å være normalt godt kartlagt, kan vi sette n = 4. Dette gir $\xi_3 = 1{,}45$ og med $\gamma_t = 1{,}1$ kan det på prosjekteringsstadiet regnes med at

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} = \frac{R_{c;cal}}{\gamma_t \cdot \xi} = \frac{2463}{1{,}1 \cdot 1{,}45} = 1544\,kN\,,$$

men dette må verifiseres ved installasjon (rammeformel og eventuell prøvebelastning).

11.5.6.3 Bæreevne på strekk

Eksempelet viser bestemmelse av statisk bæreevne på strekk for en betongpel i sand:



Pel: betongpel;

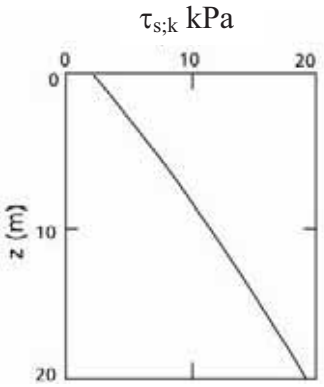
$A_s = \pi \cdot 0{,}277 \cdot 20 = 17{,}4m^2$

$A_b = \pi \cdot 0{,}277^2 / 4 = 0{,}06m^2$

$\gamma_p = 25$ kN/m^3

$W_p' = 0{,}06 \cdot 20 \cdot (25 - 10) = 18kN$

Grunn: Sand, middels fast;
$\gamma = 19$ kN/m^3
tanφ = 0,73, middelverdi
a = 15 kPa, middelverdi
n = 3 - 5



Figur 11. 14 Eksempel - strekkpel Sidefriksjon

Beregnet midlere sidefriksjon på strekk:
$\tau_{s;cal} = \beta_n \cdot \sigma'_{v;0} = 0{,}125 \cdot (19 - 10) \cdot 10 = 11{,}3\,kPa$

Fra Figur 11. 10
$l = 20$ m, $\beta_n = 0{,}125$

Beregnet friksjonsmotstand på strekk:
$R_{s;cal} = \tau_{s;k} \cdot A_s \approx 11{,}3 \cdot 17{,}4 = 197kN$

$$R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_{s;t}} + \frac{\gamma_{G,\inf} \cdot W'}{\gamma_{s;t}} = \frac{R_{s;cal}}{\gamma_{s;t} \cdot \xi} + \frac{\gamma_{G,\inf} \cdot W'}{\gamma_{s;t}}$$

Verdier for $\gamma_{s;t}$ og ξ hentes fra henholdsvis Figur 11. 4 og Figur 11. 3.
For rammet strekkpelpel er $\gamma_{s;t} = 1{,}2$ og for n = 3 – 5 er $\xi_3 = 1{,}45$. Dette gir:

Dimensjonerende bæreevne på strekk blir da:

$$R_{c;d} = \frac{1}{\gamma_{s;t}} \frac{R_{c;cal}}{\xi} + \frac{\gamma_{G,\inf} \cdot W'}{\gamma_{s;t}} = \frac{197}{1{,}2 \cdot 1{,}45} + \frac{1{,}0 \cdot 18}{1{,}2} = 128\,kN$$

For begrensninger i brruk av strekkpeler se kapittel 11.5.2.2

11.5.6.4 Bæreevne ut fra teoretisk rammeformel

Eksempelet viser overslag av bæreevne ut fra teoretisk rammeformel for en stålrørspel i sand:

Pel: Stålrør; Ø = 812 mm, t = 16 mm,
l = 40 m
A = 40000 mm2
E = 2,10E8 kPa

Grunn: Sand, middels fast

Rammeutstyr: Hydraulisk fallodd
W = 78,5 kN (8 tonn)
h = 1,0 m
Synk: s = 2 mm/slag ved l ≅ 40 m

Bevegelsesmåling, prøvebelastning eller PDA - måling er ikke foretatt.

Antagelser: $\eta = 0{,}90$
$\omega = 0{,}80$

Ekvivalent stukningslengde: l_e = 25 m (tilsvarer loddets masse)

Karakteristisk bæreevne på trykk:

$$R_{c;cal} = \frac{2 \cdot 0{,}9 \cdot 78{,}5 \cdot 1{,}0}{0{,}002 + \sqrt{0{,}002^2 + 2 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}8 \cdot \frac{78{,}5 \cdot 1{,}0 \cdot 25}{0{,}04 \cdot 2{,}1 \cdot 10^8}}} = 6910kN$$

Verdier for γ_t og ξ hentes fra henholdsvis Figur 11. 4 og Figur 11. 3.
For rammet pel er γ_t = 1,1. Før det er foretatt målinger i felt benyttes n = 2 som gir ξ_5 = 1,6 og en modellfaktor på 1,2 ved bruk av rammeformel uten måling.
Det gir:

Dimensjonerende bæreevne. $R_{c;d} = \frac{1}{\gamma_t} \cdot \frac{R_{c;cal}}{\xi} = \frac{1}{1{,}1} \cdot \frac{6910}{1{,}6 \cdot 1{,}2} \approx 3272\,kN$

VIKTIG: Utfør alltid bevegelsesmåling (måling av elastisk deformasjon) under ramming. Det kan da benyttes en modellfaktor = 1.1 også på prosjekteringsstadiet for å bestemme bæreevnen (og dermed nødvendig pelelengde). Dette gir:

Dimensjonerende bæreevne: $R_{c;d} = \frac{1}{\gamma_t} \cdot \frac{R_{c;m}}{\xi} = \frac{1}{1{,}1} \cdot \frac{6910}{1{,}6 \cdot 1{,}1} \approx 3569\,kN$

Ved homogen grunn innebærer dette at pelelengden kan reduseres betydelig på grunn av utført bevegelsesmåling.

11.6 FRIKSJONSPELER I LEIRE – BÆREEVNE

11.6.1 Generelt

Bæreevnen for friksjonspeler i leire kan på prosjekteringsstadiet bestemmes ved hjelp av:

- statisk bæreevneformel (kapittel11.6)
- "simulert prøvebelastning" v.hj.a. dataprogram (se kapittel11.12)

Under og/eller etter ramming kan bæreevnen også bestemmes ved:

- dynamiske målinger fra ramming supplert med datasimuleringer (se kapittel11.12)
- prøvebelastning (se kapittel11.14)
- (i spesielle tilfeller: rammeformel (kapittel 11.13))

For peler i leire kan bæreevnen være betydelig redusert under og like etter rammingen. Nødvendig tid før pelene oppnår karakteristisk bæreevne avhenger av leirtype, pelemateriale, peledimensjoner og peleform. For faste overkonsoliderte leirer kan det ta 2 - 3 uker mens det kan ta mer enn et halvt år for peler i bløt leire før pelen oppnår full fremtidig bæreevne. Vanligvis vil 70 – 80 % av full fremtidig bæreevne være oppnådd i løpet av et par måneder etter ramming i bløt leire (se peleveiledningen 2005, Ref. 3).

11.6.2 Statisk bæreevneformel

Bæreevnen for friksjonspeler i leire bestemmes på totalspenningsbasis ut fra leirens udrenerte skjærfasthet (s_u - analyse).

11.6.2.1 Bæreevne på trykk

Karakteristisk beregnet bæreevne $R_{c;cal}$ beregnes i henhold til prinsippformlene i kapittel 11.5.2.1 som summen av sidefriksjon og spissmotstand med

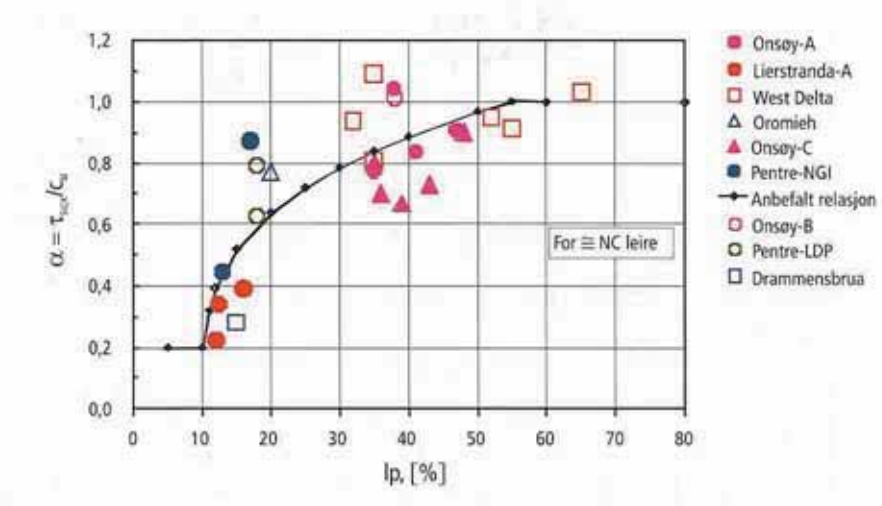
$$R_{c;cal} = R_{s;cal} + R_{b;cal} = A_s \cdot \int \tau_{su;cal} \cdot dz + 9 \cdot A_b \cdot c_{u;b;k}$$

hvor $\tau_{su;cal} = \alpha \cdot c_{u;k}$

og: α = empirisk sidefriksjonsfaktor
$c_{u;k}$ = karakteristisk udrenert skjærfasthet i en gitt dybde langs pelen
$c_{u;b;k}$ = karakteristisk udrenert skjærfasthet ved pelespiss
dz = inkrementell dybde, z
A_s = pelens overflateareal i jord
A_b = pelens spissareal

Sidefriksjonsfaktoren α bestemmes fra Figur 11. 15 eller Figur 11. 16. Metoden som er utviklet ved NGI og betegnet som NGI 99-metoden, er basert på en omfattende database med peleforsøk fra hele verden. Figur 11. 15 gir verdier for α relatert til plastisitetsindeksen I_p

mens Figur 11. 16 tar hensyn til effekt av både normalisert udrenert styrkeforhold $c_{u;k} / \sigma'_{v;0}$ og plastisitetsindeksen I_p på sidefriksjonsfaktoren α.



Figur 11. 15 Målt normalisert sidefriksjon på peler i tilnærmet normalkonsolidert leire

Det forutsettes at sidefriksjonen beregnes lokalt som en funksjon av dybden og ikke som en gjennomsnittsverdi over hele pelens lengde slik bruk av sidefriksjonsfaktor β i 11.5.2.1 og 11.5.2.2 forutsetter.

Metoden legger videre til grunn at karakteristisk in-situ styrke bestemmes ved en av følgende metoder:

1) Direkte på grunnlag av treaksialforsøk eller enkle, direkte skjærforsøk som:

$$c_{u;k} = \frac{1}{2} \cdot (c_{u;a} + c_{u;p})$$

hvor:

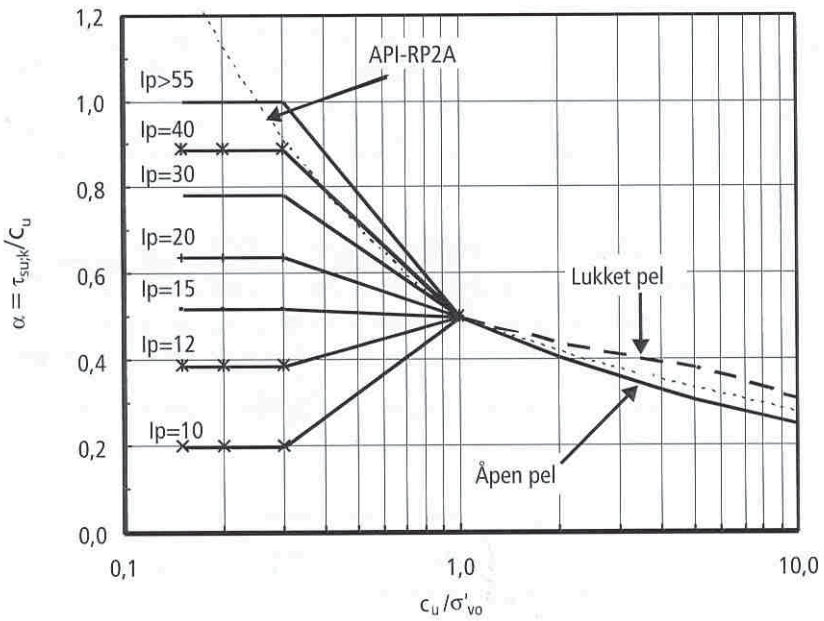
$c_{u;a}$ = udrenert skjærfasthet fra aktivt treaksialforsøk
$c_{u;p}$ = udrenert skjærfasthet fra passivt treaksialforsøk

eller $c_{u;k} = c_{u;d}$ = udrenert styrke fra enkle, direkte skjærforsøk (DSS)

eller $$c_{u;k} = \frac{1}{3} \cdot (c_{u;a} + c_{u;p} + c_{u;d})$$

2) Fra vingeboringer med en nedre grense for styrken $c_{u;k} = 0{,}20 \cdot \sigma'_v$

3) Indirekte ved først å bestemme $c_{u;a}$ fra CPTU trykksonderinger eller ved empirisk relasjon til forkonsolideringsgrad og så bestemme $c_{u;d}$ og eventuelt $c_{u;p}$ fra empiriske relasjoner til $c_{u;a}$. Deretter benyttes metodene i 1) til å bestemme $c_{u;k}$.



Figur 11. 16 Anbefalt NGI 99-metode for bestemmelse av normalisert sidefriksjon i leire som funksjon av normalisert udrenert styrke

Dimensjonerende bæreevne beregnes som

$$R_{c;d} = \frac{1}{\gamma_t} \cdot \frac{R_{c;cal}}{\xi}$$

Verdier for γ_t og ξ hentes fra henholdsvis Figur 11. 4 og Figur 11. 3.

For peler i faste leirer med $c_{u;k} / \sigma'_{v;0} > 1{,}0$ viser Figur 11. 16 at det skilles noe mellom en pel som rammes åpen eller lukket. I denne sammenheng betraktes også en åpen pel som lukket fra det nivå den eventuelt plugges under ramming. En pel som plugger eller som er lukket trenger vesentlig mer tid for å bygge opp sidefriksjonen etter ramming.

Det bemerkes spesielt at metoden ikke tar direkte hensyn til noen effekt av pelens lengde på sidefriksjonen i leire.

Et eksempel på bestemmelse av bæreevne på trykk for en betongpel er gitt i kapittel 11.6.4.

11.6.2.2 Bæreevne på strekk (opptrekk)

Karakteristisk beregnet opptrekksmotstand $R_{s;cal}$ for sidefriksjon bestemmes i henhold til:

$$R_{s;cal} = A_s \cdot \int \tau_{su;cal} \cdot dz$$

der: α = empirisk sidefriksjonsfaktor (se 11.6.2.1)
$\tau_{su;cal} = \alpha \cdot c_{u;k}$ = beregnet udrenert sidefriksjon i en gitt dybde
$c_{u;k}$ = karakteristisk in-situ udrenert skjærfasthet i en gitt dybde langs pelen

dz = inkrementell dybde, z
A_s = overflate av pel i kontakt med jord

Det sees bort fra eventuelt sug ved pelespiss.

I tillegg til $R_{s;cal}$ beregnet etter ovenstående formel vil også neddykket tyngde av pelen W' virke i stabiliserende retning. Denne effekten kan ivaretas ved å se på tyngden av pelen som en lastvirkning med tilhørende partialfaktor γ_G etter beregningsmetode 2 (se NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 Tabell NA.A.3 for A1, Ref. 6).

Dimensjonerende bæreevne på strekk $R_{t;d}$ bestemmes som:

$$R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_{s;t}} + \frac{\gamma_{G,\inf} \cdot W'}{\gamma_{s;t}} = \frac{R_{s;cal}}{\gamma_{s;t} \cdot \xi} + \frac{\gamma_{G,\inf} \cdot W'}{\gamma_{s;t}}$$

og partialfaktoren $\gamma_{s;t}$ (i bruddgrensetilstand):

Verdier for $\gamma_{s;t}$ og ξ hentes fra henholdsvis Figur 11. 4 og Figur 11. 3.

Repeterende korttidslaster som vind og bølger betraktes som langtidslast. Peler som utsettes for repeterende strekklaster kan i tillegg få redusert karakteristisk bæreevne som følge av lastvariasjonene. Dette må vurderes særskilt i hvert tilfelle.

VIKTIG: På samme måte som for bæreevne på strekk i sand (kapittel 11.4.2.2) angir dette delkapitlet teoretisk beregningsgrunnlag for strekkpeler i leire. Det er viktig å være oppmerksom på at for bruer gjelder spesielle prosjekteringsregler for strekkpeler, se håndbok 185; "Bruprosjektering" (ref. 1). Blant annet tillater ikke denne bruk av strekkpeler for langtidslaster (se også 11.5.2.2).

Et eksempel på bestemmelse av bæreevne på strekk for en betongpel i leire er gitt i kapittel11.6.4

11.6.3 Bæreevne ut fra prøveramming

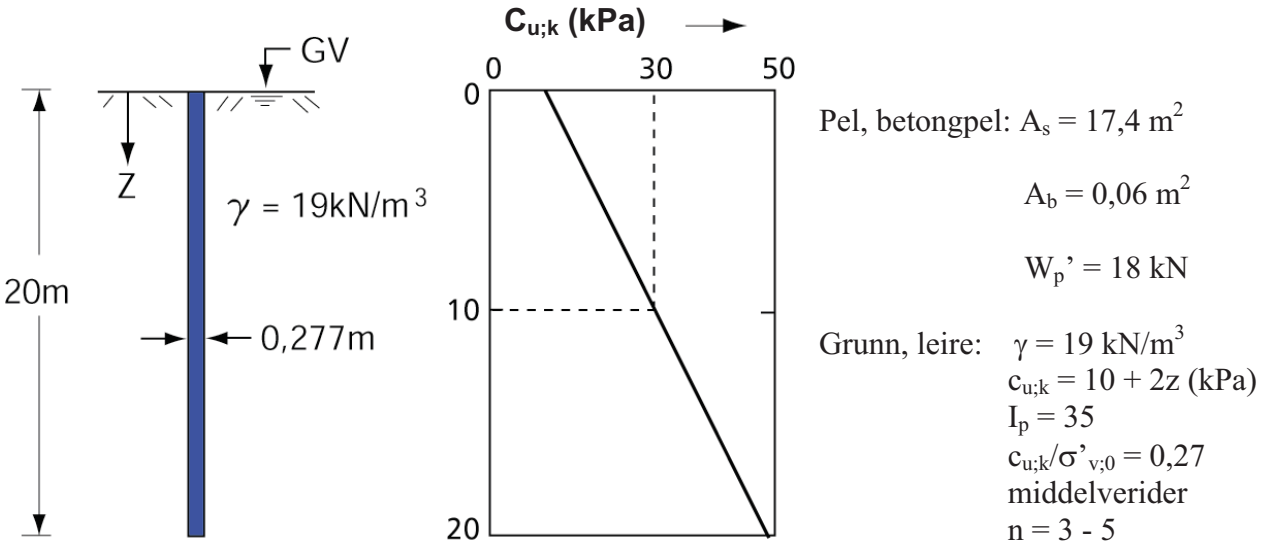
I spesielle tilfeller kan det være aktuelt å utføre prøveramming for å bestemme bæreevnen optimalt på prosjekteringsstadiet.

For peler i leire er det ikke i samme grad som for peler i sand mulig å bestemme bæreevnen på grunnlag av rammedata fra prøverammingen, men metoder nevnt i kapittel 11.13 kan gi en indikasjon på bæreevnen.

Av denne grunn kan det være mer aktuelt å utføre prøvebelastning på peler som er rammet som prøvepeler i leire, se kapittel 11.14.

11.6.4 Beregningseksempler

Eksempelet viser bestemmelse av bæreevne på trykk og strekk for en betongpel i leire



Figur 11. 17 Eksempel - friksjonspel i leire

11.6.4.1 Trykkbelastning

$$R_{c;cal} = A_s \cdot \int \alpha \cdot \tau_{su;k} \cdot dz + 9 \cdot A_b \cdot c_{u;b;k} = A_s \cdot \int_0^{20} \alpha \cdot (10 + 2 \cdot z) \cdot dz + 9 \cdot A_b \cdot c_{u;b;k}$$

Figur 11. 15 og Figur 11. 16 gir verdi for $\alpha = 0{,}85$ og dette gir

$$R_{c;cal} = \frac{17{,}4}{20} \cdot 0{,}85 \cdot \int_0^{20} (10 + 2 \cdot z) \cdot dz + 9 \cdot 0{,}06 \cdot (10 + 2 \cdot 20)$$

$$R_{c;cal} = 0{,}87 \cdot 0{,}85 \cdot \left[10 \cdot z + z^2\right]_0^{20} + 9 \cdot 0{,}06 \cdot (10 + 2 \cdot 20)$$

$$R_{c;cal} = 0{,}87 \cdot 0{,}85 \cdot 600 + 9 \cdot 0{,}06 \cdot 50 = 444 + 27 = 471 kN$$

Verdier for γ_t og ξ hentes fra henholdsvis Figur 11. 4 og Figur 11. 3.
For rammet pel er $\gamma_t = 1{,}1$ og for n = 3 – 5 er $\xi_3 = 1{,}45$. Dette gir:

Dimensjonerende bæreevne blir da

$$R_{c;d} = \frac{1}{\gamma_t} \cdot \frac{R_{c;cal}}{\xi} = \frac{1}{1{,}1} \cdot \frac{471}{1{,}45} = 295 kN$$

11.6.4.2 Strekkbelastning

$$R_{s;cal} = A_s \cdot \int \alpha \cdot \tau_{su;k} \cdot dz = A_s \cdot \int_0^{20} \alpha \cdot (10 + 2 \cdot z) \cdot dz$$

Siden verdien for α er uendret får vi med verdier for sidefriksjon fra ovenstående eksempel for belastning på trykk:

$$R_{s;cal} = \frac{17,4}{20} \cdot 0,85 \cdot \int_0^{20} (10 + 2 \cdot z) \cdot dz$$

$$R_{s;cal} = 0,87 \cdot 0,85 \cdot \left[10 \cdot z + z^2\right]_0^{20}$$

$$R_{s;cal} = 0,87 \cdot 0,85 \cdot 600 = 444\,kN$$

Verdier for $\gamma_{s;t}$ og ξ hentes fra henholdsvis Figur 11. 4 og Figur 11. 3.
For rammet pel er $\gamma_{s;t} = 1,2$ og for n = 3 – 5 er $\xi_3 = 1,45$.

Dimensjonerende bæreevne på strekk med W_p' = 18 kN blir da

$$R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_{s;t}} + \frac{\gamma_{G,\inf} \cdot W'}{\gamma_{s;t}} = \frac{R_{s;cal}}{\gamma_{s;t} \cdot \xi} + \frac{\gamma_{G,\inf} \cdot W'}{\gamma_{s;t}} = \frac{444}{1,2 \cdot 1,45} + \frac{1,0 \cdot 18}{1,2} = 270\ kN$$

For begrensninger i bruk av strekkpeler se kapittel 11.6.2.2.

11.7 SPISSBÆRENDE PELER

11.7.1 Generelt

Spissbærende peler kan enten gå til berg eller til faste jordlag.

Som spissbærende peler til berg brukes alle peletypene nevnt i tabell i Figur 11. 1 i kapittel 11.2, med unntak av trepeler. Som spissbærende peler til faste jordlag er ikke stålkjernepeler aktuelle, og stålpeler vil normalt være mindre aktuelle.

11.7.2 Peler til berg

Peler som rammes til berg, forsynes uansett peletype med en bergspiss som meisles inn i berg. Peler som bores til berg installeres direkte i utboret hull i berget.

Karakteristisk bæreevne for peler som rammes til berg vil teoretisk være bestemt av enten karakteristisk (installert) kapasitet for selve pelematerialet og/eller stålspissen (hardt berg) eller karakteristisk bæreevne for bergarten (løst berg). Begge øker proporsjonalt med spissarealet slik at de karakteristiske fastheter blir avgjørende.

Karakteristisk bæreevne for peler som bores til berg vil vanligvis være bestemt av karakteristisk (installert) kapasitet til pelematerialet (da slike peler ikke anvendes til løst berg, se mer om dette i kapittel 11.7.2.3). Installert kapasitet er behandlet i kapittel 11.4.3.

11.7.2.1 Bæreevne for peler til hardt berg

For alle middels faste til faste bergarter (f.eks. gneis, granitt) er karakteristisk fasthet så høy at flytegrensen for stålet i spissen blir dimensjonerende. Spissens størrelse må da være tilstrekkelig til at installert kapasitet er lik eller større enn dimensjonerende lastvirkning på pelen (inkl. eventuell påhengslast).

Pelespissens installerte kapasitet beregnes på samme måte og ved bruk av reduksjons-faktor f_a som omtalt i kapittel 11.4.3. Ofte er det riktig å fastlegge reduksjonsfaktoren for pelespissen etter separate vurderinger.

Peler som rammes til berg vil normalt treffe bergoverflaten i en skrå vinkel. Dette medfører at kun en mindre del av bergspissen har anlegg mot berg i mindre eller større faser av den totale innmeislingen. Dette kan medføre lokale større spenninger i bergspissen enn det som beregningsmessig er lagt til grunn, så vel under ramming som i permanent bruk.

Det er spesielt ved bruk av stålrørspeler med store laster og derav store spissdiametre at denne problemstillingen er aktuell. For slike peler anbefales det å bruke forboret bergfeste, se kapittel 11.7.2.3. Når slik løsning benyttes bør alltid bergspissen dimensjoneres med reduksjonsfaktor $f_a = 0{,}60$ (dette er ikke begrunnet i "ugunstige" forhold, men for å oppnå "tykkvegget" hul pelespiss; det oppnås samtidig korrosjonsmonn).

Peler som rammes til fast berg kan i utgangspunktet antas å ha tilstrekkelig bæreevne når innmeisling og etablering av bergfeste er tilfredsstillende utført. Det er imidlertid en god praksis å alltid verifisere bæreevnen med dynamiske metoder (rammeformel, PDA). Spesielt er dette viktig når det benyttes få peler med store laster, da svikt i ett bergfeste i slike tilfeller kan innebære en dramatisk reduksjon i fundamentets bæreevne.

Verifikasjon av karakteristisk bæreevne med dynamiske metoder er behandlet i kapittel 11.13.6 For bestemmelse av nødvendig rammeenergi etc. på prosjekteringsstadiet anvendes teoretisk rammeformel, se kapittel 11.5.3.2. Dimensjonerende bæreevne bestemmes ved bruk av korrelasjonsfaktor og partialfaktor som angitt i kapittel 11.4.1 og 11.4.2.

For peler som bores til berg er det ikke praksis å gjennomføre dynamisk verifikasjon av bæreevnen, da dette med de metoder som er tilgjengelige i Norge, vil innebære betydelige riggkostnader. Internasjonalt finnes det imidlertid andre og rimeligere metoder for slik verifikasjon av bæreevne.

11.7.2.2 Bæreevne for peler til løst berg

For rammede peler til de løsere bergarter (leirskifer, alunskifer) vil bergets bæreevne teoretisk sett være dimensjonerende. Dette er imidlertid vanskelig å bestemme beregningsmessig.

I praksis anvendes derfor en annen metodikk for slike peler. Spissen dimensjoneres som for de fastere bergarter (kapittel 11.7.2.2), og rammes ned i den løsere bergarten til uforvitret og fastere berg, eller til nedre ende av pelen også kommer ned til eller nedi berget. Dermed øker pelens effektive kontaktareal, og således pelens karakteristiske bæreevne.

Slike peler må alltid etterrammes fordi nedknust berg under pelespissen ofte blir oppbløtt etter avsluttet ramming med nedsatt bæreevne og setninger som resultat.

Karakteristisk bæreevne bestemmes ved bruk av dynamiske metoder som angitt i kap 11.13.6 For bestemmelse av nødvendig rammeenergi etc. på prosjekteringsstadiet anvendes teoretisk rammeformel, se kapittel 11.5.3.2. Dimensjonerende bæreevne bestemmes ved bruk av korrelasjonsfaktor og partialfaktor som angitt i kapittel 11.4.1 og 11.4.2..

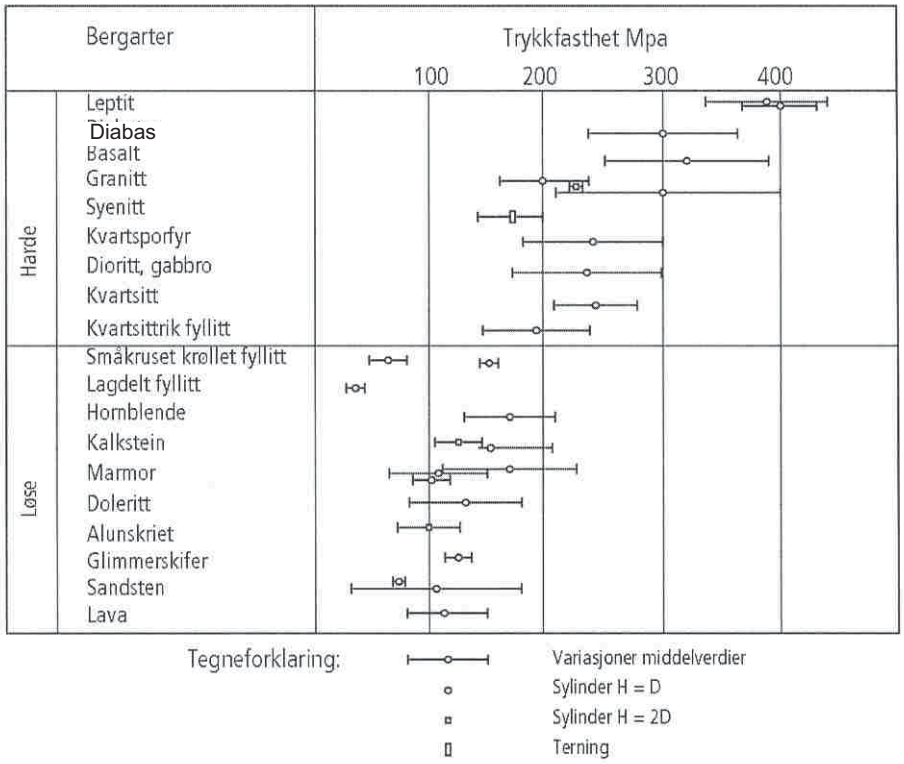
For peler som bores til berg kan pelekapasiteten dimensjoneres ut fra bergets fasthet ved å sette den dimensjonerende spenningen lik

$$q_{b;d} = \frac{3 \cdot \sigma'_{tf}}{\gamma_t \cdot \xi}$$

hvor

$\sigma'_{tf} = bergets\ trykkfasthet$ (hentes fra tabell Figur 11. 18)

$\gamma_t = 1{,}3$ og $\xi_3 = 1{,}55$ fra tabell Figur 11. 4 og Figur 11. 3



Figur 11. 18 Bergarters trykkfasthet

I tillegg til bergets fasthet må innboringslengde vurderes ut fra oppsprekking av bergoverflaten og overflatens lokale helning. Trykkfastheten vil normalt øke med større innboringslengde.

Installert kapasitet bestemmes ved å multiplisere dimensjonerende kapasitet både for pelen og spissen med reduksjonsfaktoren f_a som beskrevet i kapittel 11.4.3.

Peler som bores skal normalt ikke anvendes til løsere bergarter. Slike peler skal bores så langt inn i berget at de kan dimensjoneres som peler til fastere berg. I vanskelige tilfeller kan dette innebære flere meters innboringsdybde.

Borede peler med stor diameter kan alternativt dimensjoneres som peler til fast grunn (faste jordlag) dersom bergforholdene og grunnforholdene forøvrig ligger til rette for det, se kapittel 11.7.3.

11.7.2.3 Forboret bergfeste

Normalt bør det kreves en samlet innmeislingsdybde tilsvarende pelespissens diameter. I hardt og/eller seigt berg kan dette være vanskelig eller umulig å oppnå uten spesielle tiltak.

Spesielt gjelder dette ved bruk av stålrørspeler med store spissdiametre. For slike peler kan det med fordel anvendes hul pelespiss (gjenstøpt under ramming), og utføres forboring ned i berget til ønsket innmeislingsdybde (lik pelespissens diameter). Pelespissens innvendige hull kan typisk være 80 mm. Dersom metoden skal kombineres med fordybling bør hullet være større.

Prosedyren for etablering av bergfestet blir da at pelen rammes til bergkontakt, det bores hull gjennom pelespissen og ned i berg, og deretter foretas innmeisling etter vanlig prosedyre, se kapittel 11.7.2.5.

11.7.2.4 Fordyblet bergfeste

Ved hardt og bratt berg kan det være vanskelig å oppnå feste for pelen idet denne skrenser. I slike tilfeller kan det brukes hul pel og igjenstøpt hul spiss. Etter at pelespissen har kontakt med berg, og før innmeisling tar til, bores et dypere hull gjennom spissen og i berget under spissen. I hullet monteres deretter en dybel som fungerer som styring under videre nedmeisling. Vanligvis monteres dybelen i gysemørtel, og innmeisling utføres før mørtelen herdner.

For store stålrørspeler anbefales dybel med diameter 100 mm. Hullet i pelespissen bør da være 120 mm i diameter. Slankere dybler antas å ha utilstrekkelig kapasitet mot bøyning og forskyvning av pelespissen, og kan medføre at innmeisling forsøkes utført mot underliggende bøyd dybel.

Fordybling kan også anvendes for betongpeler, men da må pelene leveres med borkanal fra fabrikk. Dette innebærer en betydelig merkostnad og fordybling av slike peler er lite brukt. Metoden kan imidlertid være nyttig i spesielle tilfeller, som f.eks. ved korte peler til hardt skråberg. I tillegg til å hindre skrens under innmeisling vil borhullet i berget for fordyblingen medvirke til lettere inntrengning av pelespissen slik at for høye rammespenninger kan unngås (korte betongpeler er meget sårbare for rammespenninger).

11.7.2.5 Prosedyre for innmeisling

Etter at eventuell forboring og fordybling er utført foretas innmeisling i berg, vanligvis minimum til dybde tilsvarende pelespissens diameter.

Eksempel på innmeislingsprosedyre for betongpeler kan være:

Ved bergkontakt skal loddets fallhøyde reduseres til 0,10 m, for å unngå skrensing på skråberg. Deretter økes fallhøyden trinnvis, i trinn a 0,10 m, inntil maksimalt 0,30 m. For spesielt korte peler skal maksimal fallhøyde tilpasses rammespenningene, kfr. PDA-målinger. Innmeislingen foretas i serier a 10 slag. Det skal slås minimum 10 serier for hvert trinn av fallhøyden.

Synkningen måles for hver slagserie. Når synkningen pr. serie er avtagende eller konstant og mindre enn meislingskriteriet (1 - 3 mm pr. serie), økes fallhøyden til neste trinn og prosedyren gjentas. Deretter økes fallhøyden til siste trinn og prosedyren gjentas på nytt inntil synkningen er avtagende eller konstant, og meislingskriteriet er oppfylt over de 5 siste slagseriene.

Dersom synkningen i noen fase av innmeislingen er økende skal fallhøyden reduseres på nytt, og hele prosedyren for innmeisling gjentas inntil kravene er tilfredsstilt.

Total innmeislingsdybde skal minimum være lik pelespissens utvendige diameter. Innmeislingen skal pågå inntil dette kravet er oppfylt selv om krav til synk er innfridd.

Når det er slått totalt 600 slag under innmeislingen kan innmeislingen likevel avsluttes dersom en særskilt vurdering av pelen i samråd med byggherren tilsier at bergfestet er tilfredsstillende.

Det skal kontrolleres at karakteristisk bæreevne er oppnådd etter dynamiske metoder (rammeformel og/eller PDA-målinger).

Meislingsprosedyrene skal revurderes under arbeidets gang dersom erfaringene tilsier det.

Eksempel på innmeislingsprosedyre for stålrørspeler (og stålpeler) kan være:

Innmeisling i berg gjøres med trinnvis økende rammeenergi. Ved bergkontakt skal alltid loddets fallhøyde umiddelbart reduseres til laveste trinn for å unngå skrens på skråberg.

Med full energi forstås den rammeenergi som trengs for å verifisere karakteristisk bæreevne, tilpasset den aktuelle pelelengde og rammemotstand.

trinn 1: ca. 15 % av full energi - min. 5 serier
trinn 2: ca. 30 % av full energi - min. 5 serier
trinn 3: ca. 50 % av full energi - min. 5 serier
trinn 4: ca. 75 % av full energi - min. 5 serier
kontroll: ca.100 % av full energi - 1 serie

Innmeislingen utføres i slagserier a 10 slag, og synkningen måles for hver serie. Synkningen skal være jevn eller avtagende og lik/mindre enn meislingskriteriet (1 - 3 mm pr. serie) før energien økes til neste trinn.

Ved siste trinn skal synkkriteriet oppfylles over de 5 siste seriene.

Etter siste trinn slås det 10 kontrollslag for å verifisere bæreevnen etter rammeformel og eventuelle andre dynamiske metoder (PDA).

Det skal utføres bevegelsesmålinger for representativ slagserie ved trinn 4 og på de siste 10 kontrollslagene for verifisering av bæreevne.

Dersom meislingskriteriet ikke oppnås etter rimelig slagantall, eller det på annen måte er mistanke om dårlig berg, skrens eller andre problemer, skal byggherren varsles for særskilt vurdering av pelen og rammeprosedyre.

Total innmeislingsdybde skal minst være lik pelespissens utvendige diameter, regnet fra første bergkontakt. Meislingen skal eventuelt pågå til dette kravet oppfylles selv om ovennevnte synkkriterier er oppfylt på et grunnere nivå.

Når det er slått 100 slagserier totalt kan meislingen avsluttes dersom en særskilt vurdering av pelen i samråd med byggherren tilsier at bergfestet er tilfredsstillende.

Meislingskriteriet / innmeislingsdybden skal revurderes dersom erfaringene fra rammingen tilsier det.

MERK: For å oppnå inntrengning i berg kan det for peler som utnyttes lite i forhold til pelens maksimale kapasitet være nødvendig å definere maksimal rammeenergi høyere enn den som trengs for å kunne verifisere bæreevnen.

11.7.2.6 Bæreevne på strekk (opptrekk)

Ved spissbærende peler til berg uten gyste dybler beregnes karakteristisk og dimensjonerende bæreevne på strekk i henhold til avsnitt 11.5.2.2 (peler i sand) og 11.6.2.2 (peler i leire), da også med samme anbefalte verdier for korrelasjonsfaktor ξ og partialfaktorer γ_t i henhold til tabell Figur 11. 3 og Figur 11. 4 samt restriksjoner for brufundamenter.

Bæreevnen av spissbærende peler med gyste dybler i berg må vurderes spesielt i hvert enkelt tilfelle, men med normal utførelse antas dyblene som regel ikke å kunne overføre strekk.

Stålkjernepeler kan bores dypt inn i berg. Dersom slike peler skal ta strekk bør pelens overflate rilles i sonen for strekkopptak.

11.7.3 Peler til faste jordlag.

Grunnundersøkelser må ha klarlagt at det laget som pelespissene forutsettes å stoppe i, har tilstrekkelig mektighet slik at gjennompressing av pelespiss ikke opptrer ved karakteristisk last. Videre må man være sikker på at det ikke finnes kompressible lag på større dyp som kan føre til skadelige setninger.

11.7.3.1 Bæreevne

Karakteristisk bæreevne for peler med spissen i faste sand-, grus- eller morenelag kan bestemmes ved metoder som beskrevet foran for friksjonspeler, og med de samme anbefalte

ξ og γ_t verdier for bestemmelse av dimensjonerende bæreevne. Disse metodene kan også etter spesiell vurdering anvendes for spissbærende peler til sterkt overkonsolidert og fast leire.

Ved spissbærende peler til slike faste jordlag bør det alltid fastlegges et rammekriterium for pelingen; dvs. sluttsynken skal ikke være større enn en angitt verdi.

Hvis pelen fjærer sterkt under rammingen, samtidig med at den varige synk er liten, kan dette tyde på at spissen står i en dilatant jordart; f.eks fast lagret silt. Rammeformelen vil da kunne gi for høye verdier, og pelene bør kontrolleres ved etterramming.

Fast overkonsolidert leire kan også gi sterk fjæring under ramming, uten at dette trenger å bety at bæreevnen er for liten. Rammeformelen brukt under etterramming kan gi verifikasjon av tilfredsstillende bæreevne.

11.7.3.2 Bæreevne på strekk (opptrekk)

For peler med spissen i faste jordlag bestemmes karakteristisk og dimensjonerende bæreevne på strekk tilsvarende som beskrevet foran for friksjonspeler, henholdsvis kapittel11.5.2.2 (peler i sand) og kapittel11.6.2.2 (peler i leire), da også med samme anbefalte ξ og γ_t-verdier, og med restriksjoner for brufundamenter.

11.8 PÅHENGSLASTER

Negativ friksjon eller påhengslast på peler oppstår når grunnen setter seg mer enn pelene. Dette kan være forårsaket av oppfylling eller grunnvannsenkning eller være en direkte følge av pelerammingen.

Ved all pelefundamentering bør det undersøkes om negativ friksjon kan oppstå.

Negativ friksjon opptrer først og fremst i leire, men også i sand og silt, spesielt hvor det finnes kompressible lag av leire eller organisk materiale, kan påhengslastene bli betydelige.

For friksjonspeler vil påhengslaster i de øvre jordlag f.eks. p.g.a. fyllmasser medføre at bare nedre del av pelen er bærende. Hvis summen av vertikalkraft i peletopp og påhengskraft på pelens øvre del er større enn pelens bæreevne på den nedre delen, vil det oppstå deformasjoner idet pelen presses ned.

For spissbærende peler til berg og faste lag vil negativ friksjon kunne medføre brudd i pelematerialet. Målinger på forsøkspeler har vist at påhengslastene kan bli meget store for lange peler.

Påhengskraften som kan mobiliseres er bestemt av friksjonen mellom pel og jord, og kan beregnes på samme måte som ved opptrekk av friksjonspeler; jfr. avsnitt 11.5.2.2 og 11.6.2.2 Påhengslasten med partialfaktor for lastvirkning $\gamma_G = 1{,}0$ skal inkluderes i dimensjonerende lastvirkning.

For frittstående peler vil man kunne få mobilisert maksimale påhengskrefter. Ved pelegrupper vil størrelsen av påhengslasten avhenge av peleavstand og antall peler i gruppen; jfr. avsnitt 11.11.4.

Det er viktig å være oppmerksom på at påhengslast skyldes tyngden av jorda omkring pelen, og bare indirekte skyldes tyngden av oppfylte masser etc. Dette betyr at påhengslasten kan bli stor selv for meget små tilleggsbelastninger på terrenget, dersom jorda er setningsgivende slik at full sidefriksjon mobiliseres selv ved slike små tilleggsbelastninger.

Økt belastning på en pel utsatt for påhengslast, vil i første omgang medføre en reduksjon av negativ friksjon i den øvre del av pelen. Kortvarige laster behøver derfor ikke alltid kombineres med full påhengslast.

Erfaringsmessig har det vist seg at bestrykning av peleoverflaten med bitumen reduserer påhengskreftene i betraktelig grad. For peler påsmurt bitumen er det målt påhengskrefter tilsvarende en midlere negativ friksjon langs pelen på mellom 5 - 15 kN/m^2 på steder hvor målinger på ubeskyttede peler viste 50 - 60 kN/m^2.

Bitumenbelegget bør være i henhold til NS 3420, pkt. I (2,3) som lyder:
b1) Det skal benyttes uoksydert bitumen etter at pelen er påført en primer.
c1) Før belegget påføres, skal pelen rengjøres, tørkes og om nødvendig oppvarmes (laveste temperatur 10^0 C).
c2) Tykkelsen av belegget bestemmes etter stedlige temperaturer og grunnforhold, og skal ved normale forhold være minst 2 mm med bitumen 70/100.
c3) For å hindre belegget i å sige skal belegget beskyttes med kraftpapir som vikles stramt rundt pelen.

Ved betongpeler bør bitumenbelegget være 2 til 3 mm tykt.

11.9 KNEKNING AV PELER I JORD

Normalt er det ikke nødvendig å vurdere fare for utknekning av peler i jord. Bare ved meget slanke peler i meget løs/bløt jord kan knekning bli dimensjonerende; eksempelvis for lange stålkjernepeler i bløt leire og for betongpeler i myr.

For peler som står dels i jord og dels i vann / luft, kan knekningsfaren i større grad være dimensjonerende, og den må da vurderes spesielt. Overslagsmessig kan dette gjøres ved å anta en konservativ total knekklengde og innspenningsdybde i jord.

Metode for beregning av knekning er gitt i Peleveiledningen 2005 (Ref. 3). Formelgrunnlaget er teoretisk korrekt, men metoden bygger på empirisk relasjon til jordstyrken, og kan på denne bakgrunn betraktes som overslagsmessig.

Peler som står med forhåndsutbøyning i bløt grunn hvor knekning er dimensjonerende kan over tid utvikle en uheldig tidseffekt som ikke er medtatt i ovennevnte beregningsmetodikk. På grunn av sidetrykket som den utbøyde pelen utøver mot jorda, vil jorda konsolidere i utbøyningsretningen slik at pelens utbøyning øker. Dette gir i sin tur større trykk mot jorda og økende konsolidering, samtidig som knekningskapasiteten reduseres på grunn av den større utbøyningen.

Langtidseffekten av denne prosessen er fra et ingeniørmessig synspunkt meget negativ idet man kan ha et kapasitetsproblem som øker med tiden. Slike løsninger bør unngås.

I NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 vises det til at det vanligvis ikke er nødvendig å kontrollere peler med hensyn til knekning når de omsluttes av jord med en representativ udrenert skjærfasthet c_u større enn 10 kPa. Med slanke peler og høy utnyttelsesgrad vil imidlertid knekning kunne bli dimensjonerende også med verdier for c_u høyere enn 10 kPa.

Det er spesielt ved bruk av stålkjernepeler i bløt grunn at dette problemet bør vurderes nøye. Utvasking av masser rundt foringsrøret kan også etterlate store hulrom ved nedboring av pelen (Nordbotten, 2001, Ref. 15).

Med hensyn til videre grunnlag for knekningsberegninger vises det forøvrig til spesiallitteraturen.

11.10 SIDEVEIS BELASTEDE PELER

11.10.1 Generelt

Pelers evne til å oppta sideveis last kan analyseres ved:

- dybelteori (kapittel 11.10.2)
- dataprogrammer (se kapittel 11.12)
- prøvebelastninger (se kapittel 11.14)

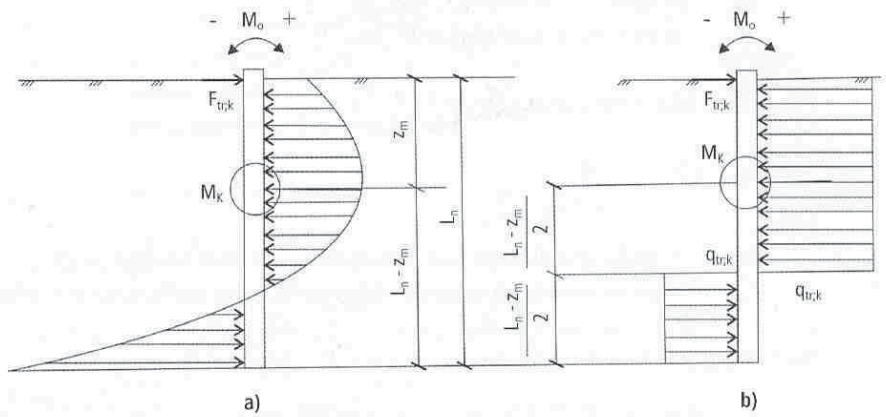
Sideveis prøvebelastning blir meget sjeldent utført. I dette kapittelet omhandles dybelteorien, mens det henvises til spesiallitteraturen (og kapittel 11.12) vedrørende aktuelle dataprogrammer.

11.10.2 Dybelteori

Dybelteorien baserer seg på to hovedantagelser:

a) Mobiliseringen for jorden langs pelens øvre del er konstant.
b) Pelens og jordens stivhet er tilnærmet slik at brudd i pelematerialet og brudd i jorden opptrer samtidig.

Regnemessig benyttes det midlere reaksjonstrykket $q_{tr;k}$ se prinsippskissen i Figur 11. 19



a) virkelig horisontalreaksjon b) idealisert horisontalreaksjon

Figur 11. 19 Fordeling av horisontal reaksjonskraft ved pel belastet sideveis

11.10.2.1 Peler i sand

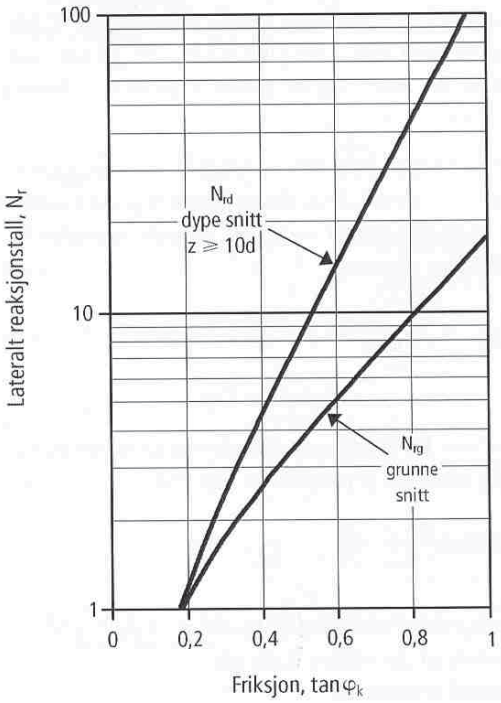
For en gitt dybde z beregnes jordreaksjonens kapasitet pr. lengdeenhet av pel som:

$$q_{tr;k} = N_r \cdot (a + \gamma' \cdot z) \cdot d$$

hvor:

$q_{tr;k}$ = jordreaksjonens karakteristiske kapasitet pr. lengdeenhet
N_r = reaksjonstall avhengig av *tan* φ_κ og av forholdet dybde/diameter
φ_k = karakteristisk friksjonsvinkel
a = attraksjon
γ' = effektiv tyngdetetthet av jorden
d = pelens tverrmål

Jordens reaksjonstall N_{rg} og N_{rd} for henholdsvis grunne og dype snitt er vist i Figur 11. 20



Figur 11. 20 Sideveis reaksjonstall for a-φ analyse

For grunne snitt er jordreaksjonen beregnet som passivt minus aktivt jordtrykk for ruhet r = 1 slik at

$$N_{rg} = K_{Ph} - K_{Ah}$$

For dype snitt er det antatt at jordreaksjonen bestemmes av lateral bæreevne, σ'_{tr} mot pelens trykkside, slik at en bruddfigur utvikles rundt pelens tverrsnitt. Den sideveis bæreevnen σ'_{tr} er i prinsippet proporsjonal med in-situ effektiv horisontalspenning, men for enkelhets skyld antas at $\sigma'_{tr} + a = N_q \cdot (\sigma'_v + a)$ der σ'_v er effektiv vertikalspenning. Reaksjonstallet kan dermed settes lik:

$$N_{rd} = (N_q - 1)$$

hvor:

$$N_q = \tan^2(45^0 + \frac{\varphi_k}{2}) \cdot e^{2 \cdot \beta \cdot \tan \phi_k}$$

og plastifiseringsvinkelen settes lik $\beta = 45^0 + \varphi_k$ (benyttes målt i radianer i formelen)

Største plastifiseringsvinkel β er dermed 90^0 for $\varphi_k = 45^0$ som gir en bæreevnefaktor N_q som for vertikal last på horisontalt terreng.

Overgangen fra dypt til grunt snitt kan være vanskelig å vurdere, men forventes å ligge på et dyp i området 8 d til 12 d. Under dette dypet benyttes reaksjonstallet N_{rd} mens det for grunnere snitt kan antas en gradvis overgang fra reaksjonskraft N_{rd} til N_{rg}.Ved antatt kritisk dybde lik 10d kan vi sette:

$$N_r = (1 - \frac{z}{10 \cdot d}) \cdot N_{rg} + \frac{z}{10 \cdot d} N_{rd} \text{ for z < 10 d}$$

og $$N_r = N_{rd} \text{ for z ≥ 10 d}$$

Sammenhengen mellom lokal horisontal forskyvning og jordreaksjon for sand kan bestemmes ut fra en idealisert arbeidskurve gitt ved:

$$q_{tr} = q_{tr;k} \cdot \tanh(\frac{k \cdot z}{q_{tr;k}} \cdot \delta)$$

Der:

k	= stigningstallet til reaksjonsmodulen
z	= dybde til det snittet vi ser på
δ	= sideveis forskyvning
$q_{tr;k}$	= karakteristisk kapasitet
q_{tr}	= opptredende jordreaksjon for sideveis forskyvning δ

Dette baserer seg på en antagelse om at jordens initialstivhet er proporsjonal med dybden z, slik at stivheten settes lik $k \cdot z$, der k er et stigningstall for reaksjonsmodulen. Dette er i samsvar med anbefalinger i API-RP2A som også gir et diagram for hvordan k varierer med sandens egenskaper. Fordi variasjonsbredden må betraktes som stor, velges det her å forenkle valg av k-verdier som vist i tabell Figur 11.21.

Jordart	k (kN/m^3)	
	Over grunnvannstand	Under grunnvannstand
Løs sand	5000	4500
Middels fast sand	22000	15000
Fast sand	60000	34000

Figur 11.21 Stigningstall k for jordens reaksjonsmodul for sand

11.10.2.2 Peler i leire

For en gitt dybde z beregnes jordreaksjonens kapasitet pr. lengdeenhet av:

$$q_{tr;k} = N_{ru} \cdot c_u \cdot d$$

hvor:

c_u = udrenert skjærfasthet i dybde z langs pelelengden
d = pelens tverrmål
N_{ru} = reaksjonstall i henhold til tebell Figur 11. 22

z/d	N_{ru}
< 4	5
4 til 8	1,25·*z/d*
> 8	10

F*igur 11. 22 Reaksjonstall* N_{ru}

Arbeidskurven $q_{tr} - \delta$ kan finnes ved å bestemme deformasjonen δ fra tabell Figur 11. 23.

$q_{tr}/q_{tr;k}$	δ/δ_{50}
0	0
0,5	1,0
0,72	3,0
1,0	8,0
1,0	∞

Figur *11. 23 Normalisert last-forskyvningsoppførsel for horisontal belastning*

δ_{50} er deformasjonen når sideveis jordreaksjon q_{50} er lik halvparten av kapasiteten $q_{tr;k}$ ved aktuell dybde, og kan bestemmes ved:

$$\delta_{50} = 2{,}5 \cdot \varepsilon_{50} \cdot d$$

hvor:

ε_{50} = aksiell tøyning i treaksialtest ved skjærspenning lik halvparten av udrenert skjærfasthet
d = pelens tverrmål

11.10.2.3 Kapasitetsberegning etter dybelteorien

Strengt tatt gjelder dybelteorien bare for en pel som har nøyaktig den lengde som skal til for å utnytte pelens momentkapasitet. Metoden anvendes imidlertid også for bestemmelse av karakteristisk lateral bæreevne for lange peler, hvis hovedoppgave er å bære aksiallast.

I prinsippet vil reaksjonen fra jorden mot en pel som påvirkes av en lateral last $F_{tr;k}$ og eventuelt ytre moment M_0 i toppen, være som vist i Figur 11. 19.

Reaksjonskraften $q_{tr;k}$ beregnes i henhold til 11.10.2.1 for peler i sand og langtidsbelastede peler i leire (drenerte forhold) og etter 11.10.2.2 for korttidsbelastede peler i leire (udrenerte forhold).

Likevektsbetraktninger gir den beregnede karakteristiske laterale bæreevne som:

$$R_{tr;k} = \sqrt{2 \cdot q_{tr;k} \cdot (M_k - M_0)}$$

hvor:

M_k = pelematerialets karakteristiske momentkapasitet
M_0 = ytre moment på peletopp. Bemerk fortegnsregel
$q_{tr;k}$ = jordfriksjonens karakteristiske kapasitet

Dimensjonerende total bæreevne bestemmes ved:

$$R_{tr;d} = \frac{R_{tr;k}}{\gamma_R} \cdot$$

hvor:

γ_R = partialfaktor for motstand

Ved valg av γ_R for kombinerte lasttilfeller med aksialkraft, horisontalkraft og moment må total pelespenning kontrolleres nøye. Ved bestemmelse av dimensjonerende horisontal bæreevne $R_{tr;d}$ anbefales $\gamma_R = 1{,}6$ for relativt lavt aksialpåkjente peler (samtidig med horisontallast og/eller moment). For peler med høyere aksialpåkjenning bør γ_R økes etter en nærmere vurdering i hvert enkelt tilfelle.

Reaksjonskraften $q_{tr;k}$ er en funksjon av dybden z_m til momentmaksimum, som imidlertid igjen avhenger av den karakteristiske sideveis bæreevnen, idet $z_m = R_{tr;k} / q_{tr;k}$. Det må derfor foretas itereringsberegninger for å komme frem til et samsvar mellom $q_{tr;k}$ og z_m .

For sand og langtidsbelastede peler i leire bestemmes gjennomsnittlig karakteristisk jordreaksjon $q_{tr;k}$ ved uttrykket

$$q_{tr;k} = N_r \cdot (a + \frac{\gamma' \cdot z_m}{3}) \cdot d$$

hvor:

N_r = reaksjonstall beregnet ved dybde $z < 10\ d$ eller $z \geq 10\ d$ (se 11.10.2.1)
z_m = dybde til maksimalt moment

γ' = effektiv tyngdetetthet av jord

For korttidsbelastede peler i leire bestemmes $q_{tr;k}$ ved:

$$q_{tr;k} = N_{ru} \cdot \overline{c_u} \cdot d$$

hvor:

N_{ru} = reaksjonstall beregnet ved dybde $z_m/3$ (se 11.10.2.2)

c_u = gjennomsnittlig udrenert skjærfasthet over nødvendig pelelengde l_n.

Nødvendig pelelengde l_n for bæreevnen $R_{tr;k}$ blir ved å regne momentlikevekt for del av pel under momentmaksimum (se Figur 11. 19):

$$l_n = z_m + 2\sqrt{\frac{M_K}{q_{tr;k}}}$$

Ved å regne momentlikevekt for øvre del av pel over momentmaksimum får vi:

$$\frac{z_m}{\sqrt{2}} = \sqrt{\frac{M_K - M_0}{q_{tr;k}}} \text{ og for } M_0 = 0 \text{ gir dette } \frac{z_m}{\sqrt{2}} = \sqrt{\frac{M_K}{q_{tr;k}}} \text{ og } l_n = z_m + 2\frac{z_m}{\sqrt{2}} = 2{,}4 \cdot z_m$$

Mobilisering av sideveis bæreevne krever at pelen kan forskyves. Hvis pelen er ført opp i et uforskyvelig fundament, blir mobilisert sideveis motstand lik null.

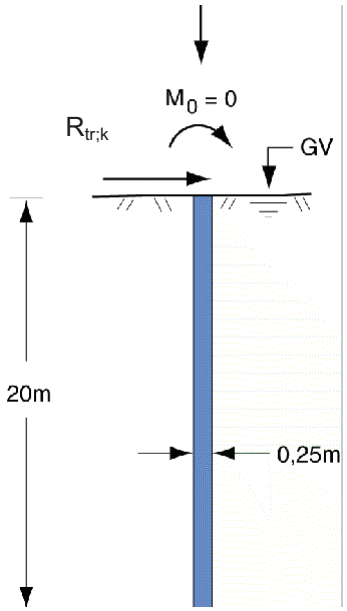
Innspenning i et fundament som kan forskyves, fører til et negativt innspenningsmoment M_0 i peletopp. Det fremgår av det ovenstående at sideveis bæreevne da vil øke. M_0 kan maksimalt bli lik M_k.

Eksempler på bestemmelse av horisontal bæreevne for en betongpel i sand og horisontal korttidsbæreevne for en betongpel i leire er gitt i kapittel 11.10.3.

11.10.3 Beregningseksempler

11.10.3.1 Peler i sand

Eksempelet viser bestemmelse av horisontal bæreevne for en betongpel i sand:



Pel, betongpel: d = 0,25 m
l_n = 20 m
M_k = 30 kNm

Grunn, middels fast sand: γ = 19 kN/m^3
a = 5 kPa
tan φ = 0,70

Figur 11. 24 Eksempel - friksjonspel i sand, horisontal bæreevne

I følge Figur 11. 20 blir $N_r \approx 7{,}0$ for grunne snitt og ≈ 22 for dype snitt.

$$q_{tr;k} = N_r \cdot (a + \frac{1}{3}\gamma' z_m) \cdot d \quad \text{og} \qquad R_{tr;k} = \sqrt{2 q_{tr;k} \cdot M_k} \quad \text{og} \qquad z_m = \frac{R_{tr;k}}{q_{tr;k}}$$

Ved en relativt kort iterasjonsprosess kan horisontal bæreevne beregnes:

Velger først z_m = 2 m, (< 10 d)
og N_{rg} = 7 og N_{rd} = 22
Dette gir z_{m1} = 1,07 m
Prosessen gjentas med z_m = 1,07 m osv. til
valgt z_m = beregnet z_{m1}

$R_{tr;k}$ = 45,1 kN
$q_{tr;k}$ = 33,9 kN/m^2
z_m = 1,33 m
l_n = 3,2 m) : OK

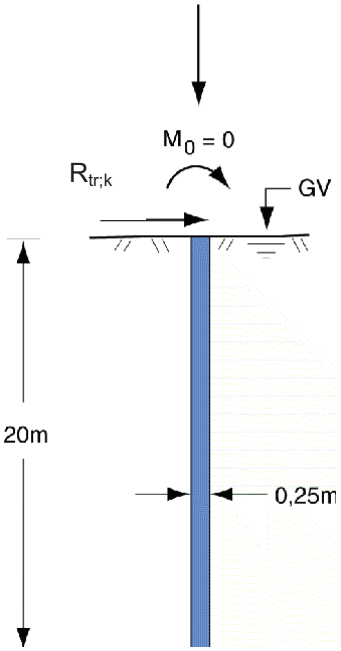
z_m	2	1,07	1,47	1,27	1,37	1,32	1,34
N_{rd}	22	22	22	22	22	22	22
N_{rg}	7	7	7	7	7	7	7
N_r	19,0	13,4	15,8	14,6	15,2	14,9	15,0
a	5	5	5	5	5	5	5
γ'	9	9	9	9	9	9	9
d	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
$q_{tr;k}$	52,25	27,58	37,35	32,14	34,57	33,36	33,94
M_K	30	30	30	30	30	30	30
$R_{tr;k}$	56,0	40,7	47,3	43,9	45,5	44,7	45,1
z_{m1}	1,07	1,47	1,27	1,37	1,32	1,34	1,33
l_n							3,21

Dimensjonerende horisontal bæreevne med γ_R = 1,6 ($R_{tr;k}$ relativt liten):

$$R_{tr;d} = \frac{R_{tr;k}}{\gamma_R} = \frac{45{,}1}{1{,}6} = 28{,}2kN$$

11.10.3.2 Peler i leire

Eksempelet viser beregning av horisontal korttidsbæreevne for en betongpel i leire:



Pel, betongpel: d = 0,25 m
l_n = 20 m
M_k = 30 kNm

Grunn, leire: γ = 19 kN/m^3
c_u = 30 kPa

Figur 11. 25 Eksempel - friksjonspel i leire, horisontal bæreevne korttidsbelastning

Iterasjon gir følgende resultat:

$$q_{tr;k} = N_{ru} \cdot \overline{c_u} \cdot d \qquad R_{tr;k} = \sqrt{2 \cdot q_{tr;k} \cdot M_k} \quad \text{og}$$

$$z_m = \frac{R_{tr;k}}{q_{tr;k}}$$

Velger først z_m = 1 m, dette gir z_{m1} = 1,26 m
Prosessen gjentas med z_m = 1,26 m osv. til
valgt z_m = beregnet z_{m1}

$R_{tr;k}$ = 47,4 kN
N_{ru} = 5
$q_{tr;k}$ = 37,5 kN/m^2
z_m = 1,26 m
l_n = 3,1 m) : OK

z_m	1	1,26
d	0,25	0,25
$z=z_m/3$	0,33	0,42
z/d	1,3	1,7
N_{ru}	5	5
c_u	30	30
$q_{tr;k}$	37,5	37,50
M_K	30	30
$R_{tr;k}$	47,43	47,43
z_{m1}	1,26	1,26
l_n		3,1

Dimensjonerende horisontal bæreevne med γ_R = 1,6 ($R_{tr;k}$ relativt liten):

$$R_{tr;d} = \frac{R_{tr;k}}{\gamma_R} = \frac{47,4}{1,6} = 29,7kN$$

11.11 PELEGRUPPER

11.11.1 Generelt

En pelegruppe kan bestå av bare vertikal peler, bare skråpeler eller kombinasjon av begge typer. Ideelt sett bør alle pelene i samme gruppe enten være friksjonspeler eller spissbærende peler til berg eller harde jordlag.

Kombinasjon av friksjonspeler og spissbærende peler til harde jordlag kan forekomme innenfor samme pelegruppe, men slike pelegrupper bør vurderes spesielt med tanke på samvirke og ulike deformasjoner, samt skjevsetninger. Dersom konsekvensen av ulike deformasjoner og/eller skjevsetninger er stor (f.eks. ved høye brusøyler) bør ikke slike grupper benyttes.

Kombinasjon av spissbærende peler til berg og peler som ikke står på berg skal ikke prosjekteres innen samme pelegruppe. Unntaksvis kan slike pelegrupper aksepteres etter ramming dersom det viser seg umulig å ramme alle pelene til berg. I slike tilfeller bør bæreevnen vurderes med alle tilgjengelige metoder (statisk og dynamisk), og med bruk av høyere partialfaktor γ_t enn vist i tabell Figur 11. 4 for pelene som ikke står til berg.

Pelegrupper bør være symmetriske. Usymmetriske pelegrupper med skråpeler vil ha en horisontalkomponent som må 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.

En pelegruppe er en typisk samvirkekonstruksjon hvor gruppens oppførsel avhenger både av samvirket mellom pelene og jorden, og av samvirket mellom pelene og overliggende konstruksjon. Dette innebærer blant annet at lastene på en pelegruppe i en viss grad vil være avhengige av pelegruppens oppførsel mht. forskyvninger, og ofte vil det være nødvendig med gjentatte beregninger etter en iterativ prosess for å oppnå samsvarende forskyvninger i grensesnittet mellom pelegruppen og overliggende konstruksjon.

11.11.2 Peleavstand

Avstand mellom pelene i en gruppe bestemmes ut fra en rekke konstruktive og praktiske hensyn.

I sand bør ikke pelene settes så tett at det oppstår vanskeligheter under rammingen på grunn av komprimering av sanden. Spesielt gjelder dette for store grupper. Pelene bør i slike tilfeller rammes symmetrisk i gruppen, f.eks. fra midten og utover.

Ved friksjonspeler i leire reduseres den enkelte pels bæreevne jo tettere pelene rammes. Av den grunn bør en viss minsteavstand holdes både for små og store grupper. Ved større peleavstand kan hevningen av grunnen i byggegropen også reduseres.

Retningslinjer for senteravstand mellom pelene er angitt i tabell, Figur 11. 26. Ved vertikale peler måles avstanden ved jordoverflaten under det fremtidige fundament. Dersom pelene rammes med en viss helning ut fra midten av pelegruppen, regnes avstanden i et plan 3 meter under dette nivå.

Pelelengde	Friksjonspeler		Spissbærende
	i sand	i leire	peler
< 12 m	3 d	4 d	3 d
12 - 24 m	4 d	5 d	4 d
> 24 m	5 d	6 d	5 d

d er pelens midlere diameter eller største tverrmål

Figur 11. 26 Minste senteravstand mellom enkeltpeler i en pelegruppe av rammede peler.

11.11.3 Lastfordeling i pelegrupper

Lastfordelingen på enkle og symmetriske pelegrupper kan beregnes ut fra de elementære statiske krav om kraft- og momentlikevekt, forutsatt like peler av tilnærmet samme lengde i relativt homogen jord og/eller til berg.

Skråpeler hvor aksenes forlengelse skjærer hverandre i ett punkt over fundamentet, kan ikke oppta horisontalkrefter på fundamentet. Det er da nødvendig at gruppen også består av andre peler med en momentarm om dette skjæringspunktet.

Generelt vil lastfordelingen i pelegrupper avhenge av stivheten av pelene og fastheten av grunnen, av innspenningen i fundamentet og stivheten av dette, og av ytre laster og fundamentgeometri forøvrig. Det kan videre være nødvendig å analysere grensetilstander for alle relevante lastkombinasjoner.

Beregning av lastfordelingen i pelegrupper gjøres med dataprogrammer, se kapittel 11.12.2.

11.11.4 Bæreevne av pelegrupper

Bæreevnen av en pelegruppe med friksjonspeler i sand kan være større enn summen av enkeltpelenes statiske bæreevne; jfr. kapittel 11.5; fordi sanden komprimeres av pelene. Når bæreevnen vurderes på grunnlag av rammedata vil denne effekten registreres direkte.

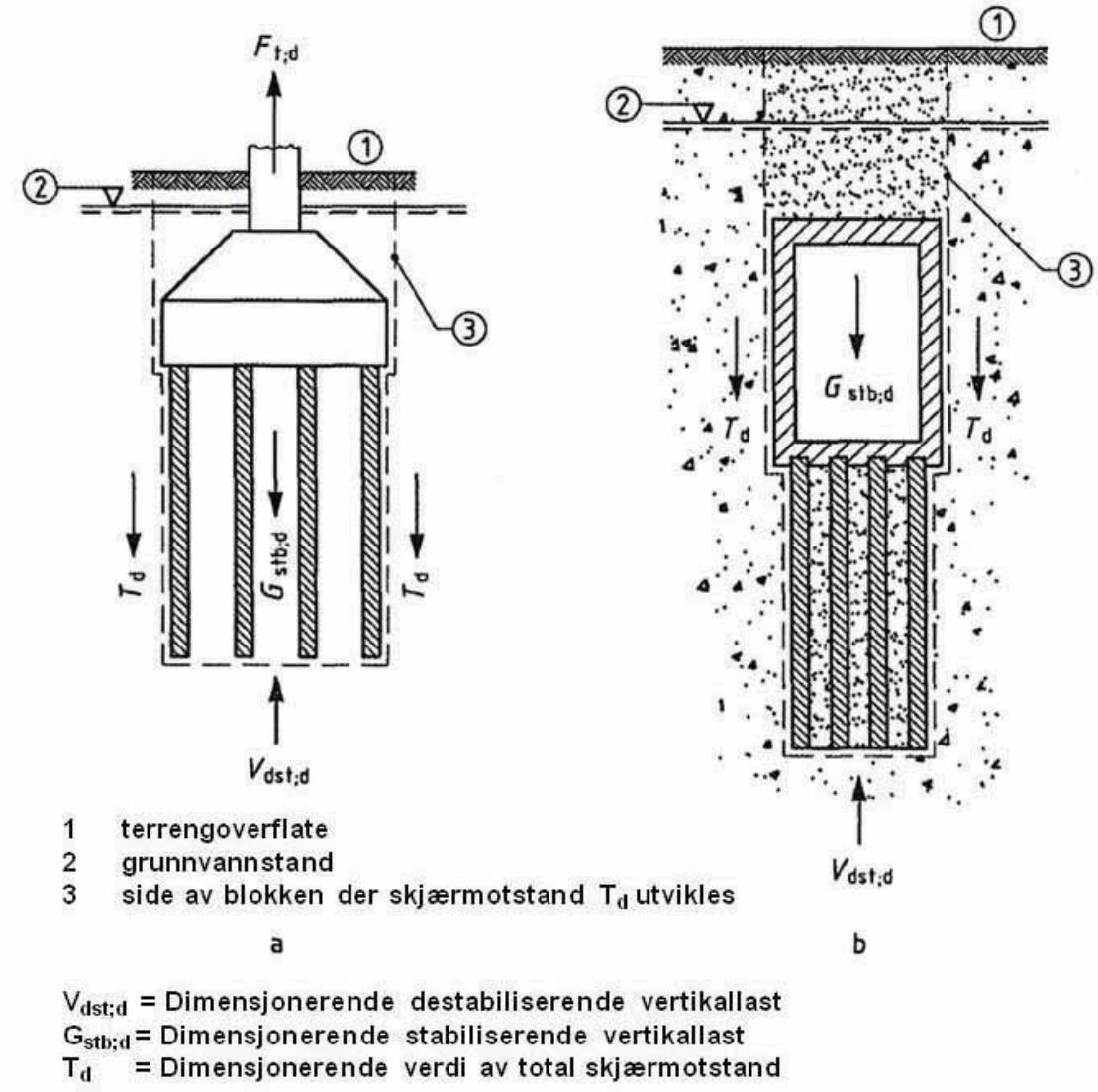
Bæreevnen av en pelegruppe med friksjonspeler i leire kan være mindre enn summen av enkeltpelenes bæreevne; jfr. kapittel 11.6. Forskjellen øker med minskende peleavstand, og man bør derfor ikke velge mindre avstand mellom pelene enn angitt i tabell, Figur 11. 26. Normalt vil da summen av enkeltpelenes bæreevne være dimensjonerende, men gruppens bæreevne skal også kontrolleres ved å betrakte den som en dypereliggende fundamentblokk. Bæreevnen kan da beregnes som en enkelt pel med stor diameter (omkrets).

Ved pelegrupper som vil bli utsatt for negativ friksjon, beregnes den totale påhengslast som den største verdien av:

a) summen av enkeltpelenes påhengslast beregnet i henhold til kapittel 11.8 , og
b) den ekvivalente omskrevne fundamentblokks påhengslast beregnet tilsvarende som for enkeltpeler, men dog ikke større enn den ekvivalente omskrevne fundamentblokks effektive tyngde.

Ved beregning av pelegruppers dimensjonerende bæreevne benyttes de samme verdier for ξ og γ_t som for tilsvarende enkeltpeler; jfr. kapittel 11.5.- 11.7.

For pelegrupper som utsettes for strekkbelastning skal i tillegg til summen av enkeltpelers strekkmotstand mulig løfting av hele jordblokken som omslutter pelene også vurderes. Påvisning av tilstrekkelig motstand mot brudd ved løfting av jordblokken skal utføres ved balansering av krefter som vist på Figur 11. 27.

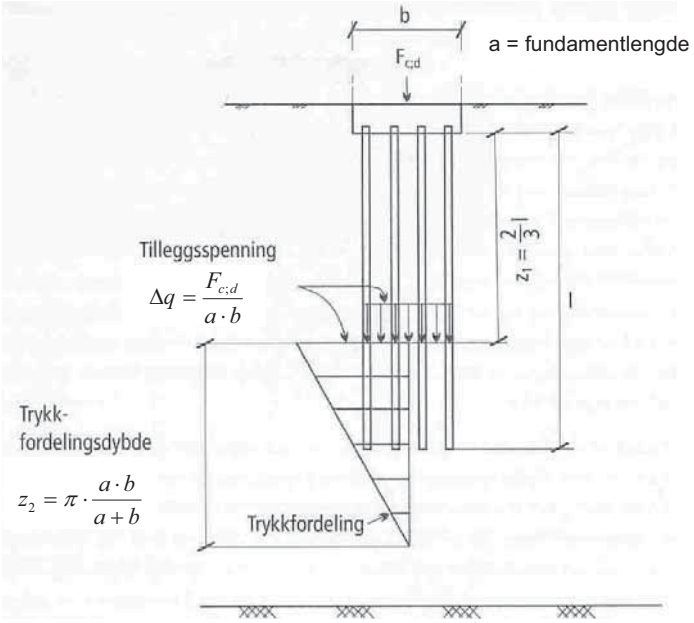


Figur 11. 27 Eksempel på krefter som påvirker jordblokk ved løfting (Ref. 6).

Her kan skjærmotstanden T_d langs sidene av blokken legges til de stabiliserende kreftene vist på Figur 11. 27.

11.11.5 Setning av pelegrupper

I prinsipp kan en pelegruppe få de samme setningsbidrag som et vanlig sålefundament, og selve setningsberegningen kan utføres som beskrevet i kapittel 7; Setningsberegninger. For pelegrupper kan man imidlertid benytte en forenklet spenningsfordeling vist i Figur 11. 28.



Tilleggslast:

$$\Delta q = \frac{F_{c;d}}{a \cdot b}$$

Influensdybde:

$$z_2 = \pi \cdot \frac{a \cdot b}{a + b}$$

der: a og b er lengde og bredde av pelegruppen

Fig*ur 11. 28 Setningsberegning for en gruppe av friksjonspeler; forenklet sp.fordeling*

Et eksempel på setningsberegning for en pelegruppe i leire er gitt i kapittel 11.11.7.

11.11.6 Horisontallast på pelegrupper

Horisontallast på pelefundamenter kan tas opp ved pelers horisontale bæreevne eller ved skråpeler, men normalt ikke ved en kombinasjon da mobilisering av pelers horisontale bæreevne forutsetter en horisontalforskyvning av pelene.

Ved mulig lastoverføring fra pel til pel gjennom jorden innenfor en gruppe, bør horisontal bæreevne for enkeltpeler beregnet i henhold til kapittel 11.10 reduseres noe selv ved tilstrekkelig horisontalforskyvning.

Passivt jordtrykk mot fundamentblokken kan bare utnyttes hvis pelefundamentet har liten sidestivhet og da oftest for kortvarige belastninger alene. Det er vanligvis ikke aktuelt å utnytte fullt passivt jordtrykk, på grunn av de relativt store forskyvninger som trengs for å mobilisere det fulle passive jordtrykk og mulighet for at fundamentet kan frigraves i forbindelse med ledningstraceer og lignende. Utnyttelse av passivt jordtrykk vil være mest aktuelt i ulykkesgrensetilstand.

Fundamenter med stor sidestivhet vil ikke kunne mobilisere passivt jordtrykk. Pelegrupper med spissbærende skråpeler bør regnes som meget stive.

I noen tilfeller kan det vise seg umulig å oppta horisontallastene med peler alene, og det må etableres et system av strevere, forankringer eller friksjonsplater.

Hvis det er fare for erosjon, slik at deler av pelene kan bli blottlagt, bør horisontallasten tas ved skråpeler eller forankring.

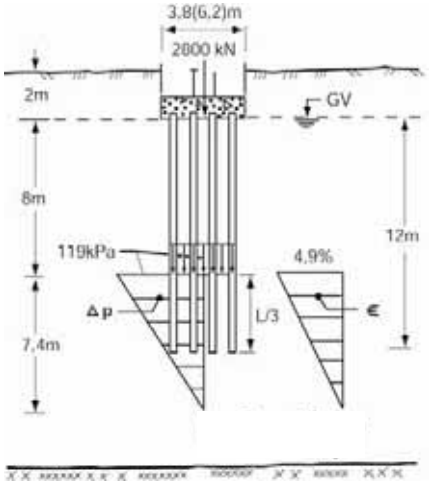
Hvis det er mulighet for horisontal forskyvning av jordmassen rundt og mellom pelene, må horisontallastene tas ved skråpeler eller forankring. Videre må man vurdere om jordforskyvningene kan gi horisontal tilleggslast på pelene.

Friksjon eller adhesjon mellom fundamentblokk og undergrunn bør man ikke regne med er effektiv p.g.a. mulige setninger som opphever kontakten mellom fundament og jord.

11.11.7 Beregningseksempel

Eksempelet viser setningsberegning for en pelegruppe i leire. Beregningsmetoden er omtalt i kapittel 11.11.5.

Pelefundament: 24 betongpeler
l = 12 m, a = 3,8 m, b = 6,2 m
Grunn, leire: $\gamma = 19$ kN/m^3, $c_u = 35$ kPa m = 15
Grunnvannstand: 2 m under terreng ved fundament.
Last: $F_{c;d} = 2800$ kN
Beregnet Δq, z_2, og ε er angitt på tegningen.
Primærsetningens størrelse blir, $\delta = 0{,}18$ m.



Figur 11. 29 Pelegruppe i leire - eksempel på setningsberegning.

$$\Delta q = \frac{F_{c;d}}{a \cdot b} = \frac{2800}{3{,}8 \cdot 6{,}2} = 119 kPa \text{ og } z_2 = \pi \cdot \frac{3{,}8 \cdot 6{,}2}{3{,}8 + 6{,}2} = 7{,}4m$$

$$\varepsilon = \frac{1}{m} \cdot \ln \frac{p_0' + \Delta q}{p_0'} = \frac{1}{15} \cdot \ln \frac{119 + (9 \cdot 8 + 19 \cdot 2)}{9 \cdot 8 + 19 \cdot 2} = 0{,}049$$

$$\delta = \varepsilon \cdot 7{,}4 / 2 = 0{,}049 \cdot 7{,}4 / 2 = 0{,}18m$$

11.12 DATAPROGRAMMER FOR PELEBEREGNINGER

Dette kapittelet gir en oversikt over dataprogrammer for analyser av enkeltpeler og pelegrupper. Det er kun tatt med programmer som er tilgjengelige i Statens vegvesen. Det finnes en rekke andre programmer og regneark i de ulike geotekniske fagmiljøene.

11.12.1 Analyse av enkeltpeler

RAMPEL (Excel regneark) Programmet behandler rammeformelen. Det er skrevet med teoretisk rammeformel, men kan også benyttes for ramme-

formel med målte data. Når det skal benyttes på denne måten settes relevante peledata inn med verdier slik at beregnet elastisk deformasjon tilsvarer den målte. ("parameter-studie")

Brukermanual finnes i Intern rapport nr. 1621 (Ref. 11). Programmet er i hovedsak selvforklarende.

PELPROT (Excel regneark) Dette er regneark som kan benyttes til føring av peleprotokoll. Peleprotokollen fremstilles så vel tabellarisk som grafisk.

Den grafiske delen plotter rammemotstanden mot dybden og gir således et diagram som fremstiller rammemotstand og derigjennom lagdeling analogt til sonderboringer. Slik presentasjon av rammemotstanden kan være et nyttig supplement til grunnundersøkelsene, og kan gi et nyttig bidrag i forbindelse med verifiseringen av bæreevnen.

Offisiell brukermanual finnes ikke, men programmet er i hovedsak selvforklarende.

PIA1 / PIA2 Dette er EDB-programmer som analyserer enkeltpeler for henholdsvis aksial last (PIA1) og horisontal last (PIA2). Programmene fremstiller resultatene som sammenhørende verdier av last og forskyvning så vel tabellarisk som grafisk.

Dersom lasten settes på med tilstrekkelig størrelse vil programmene gi last-deformasjonskurver analogt til prøvebelastning. Programmene kan således benyttes til å simulere prøvebelastning. Karakteristisk bæreevne kan tas ut på tilsvarende måte som ved prøvebelastning, f. eks etter 90 % regelen (se Peleveiledningen 2005 kapittel 13, Ref. 3).

Brukermanual finnes i SINTEF-rapportene STF69 F85004 / STF69 A86028 og STF69 F85012 / STF69 A86029 for henholdsvis PIA1 og PIA2.

11.12.2 Analyse av pelegrupper

PEL (versjon 97) Programmet beregner lastfordelingen på de enkelte pelene i en pelegruppe, snittkreftene i pelene og pelegruppens bidrag til fundamentstivhetsmatrisen. Programmet beregner ikke forskyvningene av pelene/pelefundamentet.

Programmet er et elementmetodeprogram som er bygget på forskyvningsprinsippet. Beregningene utføres som en samvirkeanalyse mellom pelene og omliggende jord. Det tilbys kun en effektivspenningsbasert jordmodell som egner seg best for statisk langtidsbelastning. Jordreaksjonen er ikke-lineær og avhenger av pelenes forskyvningstilstand. Den er begrenset av

	en øvre grenseverdi. Ved en lineær beregning beregnes en konstant stivhetsmatrise for initialtilstanden. I en ikke-lineær beregning tas det hensyn til at jordreaksjonen avhenger av pelenes forskyvning ved at det dannes en ny sekantstivhets-matrise for hvert lasttrinn. Resultatene presenteres tabellarisk. Brukermanual finnes i Håndbok nr. 055 (Statens vegvesen, Ref. 10).
GROUP	Programmet beregner lastfordelingen på de enkelte pelene i en pelegruppe. Det gir også forskyvningen av pelene/fundamentet. Beregningene utføres som en samvirkeanalyse mellom pelene og omkringliggende jord. Resultatene presenteres tabellarisk. Brukermanual finnes i SINTEF-rapport STF69 F89030 (Ref. 9)
GROUP / PSI	Programmet er en videreutvikling av GROUP, med blant annet nyere brukergrensesnitt. Selve beregningsmodellen er nyutviklet. Beregningene utføres som samvirkeanalyse mellom pelene og omliggende jord. Det er mulig å velge mellom en rekke jord-modeller eller definere egen jordmodell. Resultatene kan presenteres så vel tabellarisk som grafisk, og det er store muligheter for å velge presentasjonsform og omfang. Brukermanual følger med programmet i datafil (pdf-format).
PLAXIS Professional V7	Dette er et generelt elementmetodeprogram for analyser av jordoppførsel og oppførsel av konstruksjoner i samvirke med jord. Jorden modelleres som elementer med forskyvnings- og poretrykksfrihetsgrader. Det kan velges mellom flere jordmodeller, deriblant avanserte ikke-lineære modeller. Programmet forutsetter plan tøyning eller aksesymmetri. Dette begrenser anvendelsen til vertikalt belastede enkeltpeler i jord og til analyser av pelegrupper i jord som kan tilnærmes å oppfører seg som en plan vegg. Brukermanual følger med programmet i datafil (pdf-format).
GEOSUITE	Geoteknisk programpakke av nyere dato som inneholder en modul med programvare for beregning av pelegrupper.

Programmet kan også beregne enkeltpel ved å definere kun en pel i input.

Pelemodulen har betegnelsen ”GS Pile Group”, og er i hovedsak bygget opp på grunnlag av pelegruppeprogrammet SPLICE (se nedenunder) supplert med jordmodeller fra GROUP/PSI.

Brukermanual finnes som ”Help”-funksjon i programmet.

VIKTIG: Ved bruk av pelegruppeprogrammer er det viktig at forskyvningene i grensesnittet mellom fundament og overliggende konstruksjon samsvarer med de forskyvningene som legges til grunn for lastvirkningen. I mange tilfelle kreves det en iterasjonsprosess mellom pelegruppeberegningene og systemanalysene av overliggende konstruksjon for å etablere dette samsvaret.

For enklere analyser kan det antas at forskyvningene er av neglisjerbar størrelse.

Programmet SPLICE kan utføre fullstendig analyse av samvirket jord - pel - overliggende konstruksjon, slik at kravet om samsvar i forskyvninger med dette programmet automatisk kan bli ivaretatt. Denne egenskapen er videreført i GS Pile Group.

11.13 KORROSJON

11.13.1 Generelt

Stålkonstruksjoner i grunnen og i luft vil korrodere over tid. Det vil alltid være usikkerheter knyttet til grunnens og luftens aggressivitet, og dermed også til vurdering av korrosjons-hastigheter.

Ved dimensjonering av permanente konstruksjoner (levetid større enn 2 år) må konstruksjonen dimensjoneres for korrosjon i brukstilstand.

Selv stål i tørr luft vil kunne korrodere. Prosessen katalyseres imidlertid av vann, og korrosjon skjer dermed mye raskere under fuktige forhold. Korrosjon kan erfaringsmessig være spesielt aggressiv i sjøvann ved sjøbunnsnivå.

Ved våt korrosjon skjer følgende prosesser:

Anodisk reaksjon: $3Fe + 4H_2O = Fe_3O_4 + 8H^+$
Katodisk reaksjon: $8H^+ + 2O_2 + 8e^- = 4H_2O$
Nettoreaksjon: $3Fe + 2O_2 = Fe_3O_4$

11.13.2 Korrosjonshastighet

Peleveiledningen 2005 og Eurokode 3 ENV1993-5:1998 har retningslinjer for korrosjonshastigheter som bør legges til grunn ved beregninger av korrosjon.

Korrosjonen går raskest i starten, og avtar med tiden når rust dekker til stålet og tilgangen på oksygen avtar. I Eurokode 3, ENV1993-5:1998 er det derfor angitt ulik korrosjonshastighet avhengig av levetiden på konstruksjonen. I Peleveiledningen: 2005 er det angitt korrosjonshastighet uavhengig av levetid. Tabellen Figur 11. 30 fra Peleveiledningen 2005 er gjengitt i det etterfølgende med noen kommentarer. I tillegg er det tatt med korrosjonshastighet i atmosfærisk miljø.

I homogen leire under grunnvannsstanden vil det være lite tilgang på oksygenholdig vann og korrosjonshastigheten vil være lav. I leire med tynne siltsjikt kan derimot hastigheten punktvis bli høy. Generelt vil korrosjonshastigheten være høyere i permeable jordarter. Der det er vekslende forhold bør det velges konservative verdier i forhold til tabellen Figur 11. 30.

Miljø	Korrosjonshastighet (ensidig korrosjon)
Naturlig avsatte jordarter under grunnvannsstanden	0,015 mm/år
Naturlig avsatte jordarter over grunnvannsstanden	0,020 mm/år
Gytje, torv	0,040 mm/år
Fylling av naturlig grunn, normal til ingen komprimering	0,040 mm/år
Tidevannssone og sprutsone i sjø	0,300 mm/år (Krever jevnlig inspeksjon for å avdekke evt. akselererende korrosjon)
Under tidevannssone i sjø	0,100 mm/år
Vanlig atmosfære	0,01 – 0,03 mm/år

Figur 11. 30 Korrosjonshastighet under ulike forhold (fra Peleveiledningen 2005)

I forbindelse med bygging av ny E 6 over Mjøsa ble det i 1985 lagt ned 5 avkapp av stålrør fra fundamentpelene for brua på bunnen av Mjøsa hvor vanndybden er ca 30 m. Fire av disse rørdelene er senere hentet opp og undersøkt for korrosjon med tidsintervall på 20, 34, 67 og 114 måneder etter nedsenkingen. Målte korrosjonsverdier viser relativt godt samsvar med verdiene som er vist i ovenstående tabell for de deler av rørene som har ligget nede i bunnslammet (leire-silt), men på de delene som har ligget eksponert i vannet er det målt samlet overflate- og gropkorrosjon av størrelsesorden 0,1 – 0,15 mm pr. år (Veglaboratoriet, oppdrag E-98B, rapport nr. 6). Faktorer som påvirker korrosjonsforholdene i Mjøsvannet var uforandret i perioden 1985-1995.

Faktorer som påvirker korrosiviteten i atmosfæren er blant annet forurensing og salt i lufta. Landlig innlandsklima vil gi lav korrosjonshastighet, mens bymiljø og kystklima vil øke korrosjonshastigheten. For konstruksjonen utsatt for vegsalting må korrosjonshastigheten vurderes spesielt.

11.13.3 Korrosjon i spesielt utsatt miljø

Vurdering av korrosjonshastigheter er usikker, og en bør i hvert tilfelle vurdere om de anbefalte verdier i Peleveiledningen 2005 kan følges. Korrosjonshastigheten er spesielt usikker i følgende miljø:

- Tidevannssone
- Sprutsone i sjø

- Bunnslam i sjø
- Forurenset grunn og aggressivt grunnvann
- Fylling av naturlig grunn
- I området rett over og under grunnvannsnivå
- Lagdelt grunn
- Vagabonderende elektriske strømmer (bl.a. nær bane med elektrisk drift, etc)

Under ovennevnte forhold kan det være god tilgang på oksygen og vann og til dels også salter eller syrer samt elektriske spenningsforskjeller som fremmer korrosjonen. Vagabonderende strømmer vil ha størst innvirkning på sammenhengende stålelementer med horisontal utstrekning nær terrengoverflaten (for eks. rørledninger) og mindre betydning for peler. Tilstedeværelse av anaerobe bakterier vil også kunne føre til økt korrosjon.

Den mest besværlige korrosjonen opptrer når de anodiske områdene er små i utstrekning og de katodiske er store. Det oppstår da lokale angrep som skjer med stor hastighet, såkalt groptæring i stålet. Slik akselererende korrosjon kan f.eks. oppstå hvis det benyttes flere ståltyper med ulik flytespenning i pel og pelehatt.

I tidevannssonen og sprutsonen i sjø, samt i forurenset grunn bør stålet absolutt korrosjonsbeskyttes. Ulike former for korrosjonsbeskyttelse er beskrevet i Peleveiledningen 2005. Ved korrosjonsbeskyttelse med påføring av belegg bør malingsprodusenten kontaktes for beskrivelse av produkttype.

11.13.4 Beregningseksempel av korrosjonsmonn på peler

Beregning av korrosjonseffekten på åpen stålrørspel som har sand utvendig og innvendig er vist i det etterfølgende. Prosjektert levetid er 100 år. Pelene står i helhet under grunnvannsstanden. Det er et 2 m topplag med fyllmasser og videre ned er det sand.

<u>Konstruksjonsdata:</u>

Pelediameter:	Ø = 813 mm
Godstykkelse:	t = 14,2 mm
Stålets flytespenning:	f_y = 355 MPa
Materialfaktor stål:	γ_m = 1,00
Korrosjonshastighet fylling:	v_{fyll} = 0,040 mm/år = 4,0 mm/100 år
Korrosjonshastighet betong:	v_{bet} = 0,001 mm/år = 0,1 mm/100 år
Korrosjonshastighet sand:	v_{sand} = 0,015 mm/år = 1,5 mm/100 år

<u>Permanente laster i brukstilstand:</u>

Moment:	M_{dbruk}= 175 MPa i topp
Aksiallast:	N_{dbruk} = 2200 N
Skjærkraft	V_{dbruk} = 120 kN

Tverrsnittsklasse etter NS 3472: 2001

$$\frac{d}{t} = \frac{813}{14,2} = 57,2 = n\left(\sqrt{\frac{235}{f_y}}\right)^2 = n\frac{235}{355} = n \cdot 0,66$$

$n = 86$

Tverrsnittsklasse 3

NS 3472, pkt. 12.2.3.2 Trykkbelastet pel

$$N_f \le N_d = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot \beta_A \cdot A$$

$\beta_A = 1$ for tverrsnittsklasse 3

$\gamma_{M1} = 1{,}00$ NS 3472, pkt. 10.4.2d Brukstilstand

$$N_d = \frac{355}{1{,}00} \cdot A = 355A$$

NS 3472, pkt. 12.2.4

$$M_f \le M_d = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot W \text{ for tverrsnittsklasse 3}$$

$$M_d = \frac{355}{1{,}00} \cdot W = 355W$$

NS 3472, pkt. 12.2.5

$$V_f \le V_d = \frac{f_y}{\gamma_{M1}\sqrt{3}} \cdot A_v = \frac{f_y}{\gamma_{M1}\sqrt{3}} \cdot \frac{2}{\pi} \cdot A$$

$$\boldsymbol{V_d} = \frac{355}{1{,}00\sqrt{3}} \cdot \frac{2}{\boldsymbol{\pi}} \cdot \boldsymbol{A} = 130\boldsymbol{A}$$

$$W = \pi \cdot \left(\frac{R_y + R_i}{2} \right)^2 \cdot t$$

$$A = \pi \cdot \left(R_y{}^2 - R_i{}^2 \right)$$

Enhet	Ukorrodert	Korrodert 0-5 m	Korrodert > 5 m
R_y	406,5 mm	402,5 mm	405,0 mm
R_i	392,3 mm	392,4 mm	393,8 mm
t	14,2 mm	10,1 mm	11,2 mm
W	$7{,}116 \cdot 10^6$ mm^3	$5{,}012 \cdot 10^6$ mm^3	$5{,}612 \cdot 10^6$ mm^3
A	$35{,}634 \cdot 10^3$ mm	$25{,}222 \cdot 10^3$ mm	$28{,}106 \cdot 10^3$ mm
N_d	12621 kN	8933 kN	9955 kN
M_d	2520 kNm	1774 kNm	1987 kN
V_d	4653 kN	3293 kN	3670 kN

NS 3472, pkt. 12.2.7

$\frac{V_f}{V_d} < 0{,}5$ Skjærkraftens innvirkning på momentkapasitet kan neglisjeres.

NS 3472, pkt. 12.2.6

$$\frac{N}{N_d}+\left(\frac{M}{M_d}\right)^2 < 1$$

$$\frac{2200}{8933}+\left(\frac{1735}{1774}\right)^2 < 1$$

$$0{,}25 + 0{,}01 < 1 \text{ OK!}$$

Det er sett bort fra knekning.

11.14 RAMMING - KONTROLL - VERIFIKASJON AV BÆREEVNE

11.14.1 Generelt

Dette kapittelet omtaler forhold som har betydning for en kvalitetsmessig god gjennomføring av pelearbeider.

Kapittelet gir blant annet metoder for verifikasjon av bæreevnen på grunnlag av rammedata. Generelt bør det søkes å bestemme bæreevnen etter flest mulig metoder med tanke på et sikrest mulig resultat. Normalt bør statisk bæreevneformel suppleres med en eller flere av de dynamiske metodene som omtales i dette kapittelet.

11.14.2 Kvalitetssikring - Peleprotokoll

Ved prosjekteringen skal det utarbeides en peleplan som skal danne grunnlaget for pelearbeidene.

Peleplanen skal gi følgende informasjon om prosjekteringsforutsetningene:

- peletype
- plassering og helning av hver pel, medregnet posisjonstoleranser
- pelenes tverrsnitt
- for plasstøpte peler, data om armering
- pelelengder
- pelenummer
- pelenes nødvendige kapasitet
- nivå for pelespisser eller nødvendig rammemotstand
- installasjonsrekkefølge
- kjente hindringer
- eventuelle andre relevante forhold for pelearbeidene

Alle pelearbeider skal ledes av en person med teoretiske kunnskaper og praktisk erfaring i pelearbeider.

Ved alle pelearbeider skal det utføres kvalitetssikring og føres pele- og rammeprotokoll. Generelt utføres kvalitetssikringen i henhold til Peleveiledningen 2005 kapittel 12.

Selve rammeprotokollen skal føres kontinuerlig under rammingen av hver enkelt pel, og skal minst inneholde:

- identifikasjon av hver pel
- peletype, tverrsnitt og materialkvaliteter
- samlet lengde og lengde av peleelementer
- dato og tid for installasjon (inkludert eventuelle avbrudd i arbeidsprosessen)
- loddtype og rammeanordning
- fallhøyde, energitilførsel og/eller slagtakt
- antall slag pr. meter og synkning pr. slagserie
- bevegelsesmåling
- avvik fra forutsetningene
- forhold som kan påvirke bæreevnen (hindringer under ramming etc.)
- navn på arbeidsleder og protokollfører

Den endelige pele- og rammeprotokoll skal også inneholde:

- alle nivellementer med angivelse av dato
- innmålt endelig plassering/helning og retning samt evt. krumning
- evt. spesielle kontrollmålinger
- type og lengde av pelespiss
- utregnet kote for pelespiss
- avregningslengde

For å lette kontrollen merkes pelene for hver 0,2 m til 1,0 m fra pelespiss.

Pele- og rammeprotokollen føres på vegvesenets blankett nr. 473 eller tilsvarende. Eksempel på utfylling er vist i Peleveiledningen 2005 side 241 figur 13.1.

Ferdig utfylt pele- og rammeprotokoll inngår som en del av dokumentasjonen på fundamentets bæreevne. (Dersom slik protokoll ikke foreligger er det formelt ikke grunnlag for å godkjenne fundamentet). Protokoll, tegninger og beskrivelser av utførte pelearbeider skal oppbevares sammen med øvrige byggedokumenter.

Før pelearbeidene starter må alle organisatoriske forhold rundt føring av peleprotokollen være avklart. Det er vanlig at entreprenøren har ansvaret for føring av peleprotokollen. Entreprenøren bør ha en navngitt person som har ansvaret for å føre protokollen eller påse at den blir ført.

11.14.3 Valg av rammeutstyr

Erfaringsmessig er det gunstig å anvende et tungt lodd og liten fallhøyde for å tilføre pelen den nødvendige rammeenergi uten å overramme pelen. Tungt lodd krever imidlertid store pelemaskiner som det kan være umulig å anvende på stedet eller være uøkonomisk å fremskaffe.

Ved peleramming fra flytende rigg er det fordelaktig å bruke lodd som kan hvile direkte på pelen slik at vekslende belastning på flåten/fartøyet og bevegelse av rammeutstyret unngås.

Ved ramming til berg, særlig til hardt, skrått berg, må det stilles krav til at fallhøyden kan reduseres slik det er tilfellet med fall-lodd.

Ved valg av rammeutstyr bør det også tas hensyn til eventuelle krav relatert til begrensning i støy, luftforurensing og rystelser.

Tabell Figur 11. 31 gir orienterende retningslinjer for valg av loddmasse ved bruk av fall-lodd.

Effektiviteten av pelerammingen er avhengig av rammeutstyret, pelen og grunnforholdene. Valg av rammeutstyr bør baseres på rambarhetsanalyse der nødvendig antall slag pr. meter synk beregnes ut fra teoretisk rammeformel eller energiligningen (se kapittel 11.5.5).

Det bør velges lodd som gir økonomisk ramming med hensyn til tidsforbruk og slitasje idet det også tas hensyn til rammespenninger (se kapittel 11.13.5).

Trepeler	**Betongpeler**	**Stålpeler**
2 – 3 tonn Min. 1, 5 ganger massen av pel, slaghette og eventuelt jomfru	3 – 4 tonn for A < 0,06 m^2 og l < 25 m 4 – 8 tonn for A = 0,06 – 0,1 m2	4 – 10 tonn for profilstål 5 – 12 tonn for relativt store og hule peler

Figur 11. 31 Retningslinjer for valg av masse for fall-lodd

11.14.4 Rammekriterier

Før pelerammingen tar til må nødvendig rammeenergi bestemmes og aktuelt rammeutstyr velges. Dette er normalt en del av prosjekteringsarbeidet. Rammekriteriene (krav til rammeenergi og sluttsynk) bør alltid vurderes på nytt og eventuelt endres/tilpasses når rammingen er kommet i gang.

Av den teoretiske rammeformel (kapittel 11.5.3.2) kan man beregne nødvendig netto ramme-energi $\eta \cdot W \cdot h$ for å oppnå en spesifisert beregnet beregnet bæreevne $R_{c;cal}$ når sluttsynken s settes til en bestemt verdi. Omskrevet formel blir:

$$\eta W h = R_{c;cal} \cdot s + \frac{\omega \cdot R_{c;cal}^{\ 2} \cdot l}{2 \cdot A \cdot E}$$

Kravet til sluttsynk s for stoppslagning av spissbærende peler til fast grunn kan normalt settes til synk lik 2 mm pr. slag. Ved kontrollramming av spissbærende peler til berg vil vanligvis synken ligge i størrelsesorden 0,2 mm pr. slag.

For friksjonspeler som ikke rammes til markert stopp i fastere lag kan sluttsynken normalt settes til 2 - 4 mm pr. slag.

Dersom tilgjengelig rammeenergi er gitt, kan alternativt nødvendig sluttsynk pr. slag s for å kunne oppnå ønsket $R_{c;cal}$ beregnes som:

$$s = \frac{\eta Wh}{R_{c;cal}} - \frac{\omega \cdot R_{c;cal} \cdot l}{2 \cdot A \cdot E}$$

Merk: I disse to formlene må pelelengden settes inn med pelens hele lengde *l* eller den ekvivalente stukningslenden l_e, se kapittel 11.5.3.3.

Når rammearbeidet har kommet i gang bør alltid rammekriteriene vurderes på nytt på grunnlag av rammeformel med målte verdier for synk og elastisk deformasjon, og vanligvis også målt rammeenergi, se kapittel 11.13.6.2 (PDA-måling).

11.14.5 Kontroll av rammespenninger.

Kontroll av rammespenninger kan gjøres via:

- rammeformel (med bevegelsesmåling)
- bevegelsesmåling (og Hooks lov)
- støtbølgeteori
- PDA-målinger

De 3 førstnevnte metodene for bestemmelse av rammespenninger ansees som overslags-messige, og normalt bør rammespenningene alltid kontrolleres med PDA-målinger, som fortrinnsvis utføres i den innledende fase av pelearbeidet, og eventuelt på spesielt kritisk utsatte peler.

Det er viktig å være oppmerksom på at bruk av akselererte hydrauliske fallodd gir høyere rammespenninger enn tilsvarende tradisjonelle semi-hydrauliske fallodd.

11.14.5.1 Bevegelsesmåling og rammeformel eller Hooks lov:

Når målte data for synk og elastisk deformasjon, samt rammeenergi, settes inn i ramme-formelen (kapittel 11.5.3.1) kan den midlere rammespenningen σ finnes ved å dividere den dynamiske pelekraften $R_{c;cal}$ med pelens areal A:

$$\sigma = \frac{R_{c;cal}}{A}$$

Målte verdier for elastisk deformasjon δ_e (bevegelsesmålinger) kan settes inn i Hooks lov som gir midlere rammespenning σ:

$$\sigma = E\ \delta_e / l_m$$

hvor l_m = pelelengde fra målepunkt til pelespiss, eller til ekvivalent stukningslengde
E = pelematerialets elastisitetsmodul

Ved bruk av disse metodene (rammeformel og/eller Hooks lov) er det gjennomsnitts-spenningen $\bar{\sigma}$ over peletverrsnittet som bestemmes.

Under ugunstige forhold med overlapping av støtbølger kan maksimalt opptredende spenning i pelen antas å ligge opp mot 2 ganger verdien av gjennomsnittsspenningen. For peler til berg kan det antas følgende forholdstall:

For korte peler (l < 10 m) er maksimalspenningen σ_{max} omtrent lik $\overline{\sigma}$. Ved middels lange peler (l = 20 - 25 m) er $\sigma_{\max} \cong 1{,}5 \cdot \overline{\sigma}$, og for meget lange peler (l > 40 m) er $\sigma_{\max} \cong 2{,}0 \cdot \overline{\sigma}$.

11.14.5.2 Støtbølgeteori:

Når loddet treffer peletoppen, oppstår en støtbølge med frontspenning σ_0 som beveger seg nedover i pelen med forplantningshastighet c i pelematerialet. I følge bølgeforplantningsteorien kan vi da sette:

$$\sigma_0 = \frac{1}{c} \cdot f_i \cdot E \cdot \eta \cdot v_0$$

hvor:

$f_i = \dfrac{z_{lodd}}{z_{lodd} + z}$ = impedansforholdet (ca 0,9 for vanlige peler og rammeutstyr)

$z = \dfrac{A \cdot E}{c}$ = pelens akustiske impedans

z_{lodd} = loddets akustiske impedans (definert på tilsvarende måte som for pel)

A = pelens tverrsnittsareal

E = pelematerialets elastisitetsmodul

η = virkningsgrad for energioverføring til pel

$v_0 = \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$ = loddets anslagshastighet (uten tap)

g = 9,81 m/s^2

h = fallhøyde lodd

$c = \sqrt{\dfrac{E}{\rho}}$ = bølgeforplantningshastighet i pelematerialet

ρ = pelematerialets densitet

For de vanlige pelematerialene er konstantene som vist i tabell Figur 11. 32.

Matreiale	E (kPa)	ρ (t/m^3)	c (m/s)
Stål	2,10·E+08	7,85	5200
Betong	0,35·E+08	2,5	3700
Tre	0,10·E+08	0,7	3800

Figur 11. 32 Materialkonstanter for ulike pelematerialer

Støtbølgeligningen kan forenkles til:

$$\sigma_0 = f_0 \cdot \sqrt{\rho \cdot g \cdot h \cdot E} \qquad \text{hvor } f_0 = f_i \cdot \eta \cdot \sqrt{2}$$

Samlefaktoren f_0 inkluderer energitap under loddets fall og ved overføring av støtbølgen gjennom slaghette til pel (inkl. impedanseffekter). Følgende verdier kan benyttes for f_0:

f_0 = 1,0 – 1,2 for meget effektivt utstyr, for eks. hydraulikklodd på vertikale peler
f_0 = 0,7 – 0,8 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 kan verifiseres ved PDA-måling.

I det støtbølgen når pelespissen, reflekteres bølgen opp gjennom pelen som en strekkbølge hvis spissmotstanden er liten og som trykkbølge hvis spissmotstanden er stor. Nedadgående og oppadgående bølger overlagres slik at det ved stor spissmotstand oppstår en trykkspenningstopp ved pelespiss.

De maksimale spenninger kan ifølge støtbølgeteorien tilnærmet beregnes av formelen:

$$\sigma_{max} = f_w \cdot \sigma_0 = f_w \cdot f_0 \cdot \sqrt{\rho \cdot g \cdot h \cdot E}$$

hvor: f_w = korreksjonsfaktor for spenningsfordeling avhengig av loddets masse og pelens dimensjoner, forholdet mellom spissmotstand og sidemotstand og demping av støtbølgen langs pelen. Anbefalte verdier for f_w er gitt i tabell Figur 11. 33.

	Under nedramming Moderat rammemotstand s > 5 mm/slag			**Under sluttramming Betydelig spissmotstand s < 1 mm/slag**		
Friksjons-motstand	Liten	Middels	Stor	Middels	Liten	
Spiss-motstand	Liten	Middels		Moderat	Stor	Meget stor
Trykk	1,0	1,0	1,0	1,2 til 1,3	1,3 til 1,5	1,5 til 1,8
Strekk	-1,0 til -0,8	-0,8 til -0,4	-0,4 til -0,1	Strekk kan oppstå i det reflektert bølge når peletopp		

Figur 11. 33 Anbefalte verdier for f_w-faktoren

De beregnede rammespenninger ifølge rammeformel eller støtbølgeteori kan forøvrig gi begrensninger i tillatt fallhøyde for aktuelt utstyr ($h \leq h_{max}$), se kapittel 11.13.5.

Et eksempel på kontroll av rammespenninger er gitt i kapittel 11.13.7.

11.14.6 Maksimal fallhøyde

Opptredende spenninger i pelene under ramming vil avhenge av loddets fallhøyde, og denne bør derfor tilpasses slik at spenningene ikke overstiger pelematerialets dimensjonerende dynamiske spenning σ_{dr}. Peleveiledningen 2005 gir retningslinjer for bestemmelse av denne for de ulike pelematerialene. For opptil ca. 10 kontrollslag i den hensikt å foreta en dynamisk prøvebelastning, kan normalt σ_{dr} overstiges med 25 %.

Kontinuerlig kontroll av fallhøyden (og dermed rammespenningene) er spesielt viktig ved ramming av betongpeler, men også stålpeler kan under uheldige forhold få så høye

rammespenninger at det medfører svekkelse eller brudd i pelematerialet og/eller sveiseskjøter.

Som en hovedregel bør alltid rammespenningene / fallhøyden kontrolleres ved PDA-målinger ved oppstart av pelearbeidet. Når slike målinger unntaksvis ikke utføres, kan maksimal fallhøyde bestemmes ved hjelp av følgende ligning, som bygger på støtbølgeteori og ved å sette σ_{max} lik σ_{dr}:

$$h_{\max} = \frac{\sigma_{dr}^{\,2}}{\rho \cdot g \cdot E \cdot (f_w - f_0)^2}$$

hvor: σ_{dr} = pelematerialets dimensjonerende dynamiske spenning
ρ = pelematerialets densitet
E = pelematerialets E-modul
f_w = korreksjonsfaktor (se kapittel 11.13.5)
f_0 = samlefaktor for energitap (se kapittel 11.13.5)

(Alternativt kan den maksimale fallhøyden (rammespenninger) bestemmes gjennom energiligning/rammeformel, se kapittel11.13.4.1)

Etterfølgende tabell, Figur 11. 34 gir anbefalte maksimale fallhøyder for ramming med fallodd, basert på støtbølgeteori og tilpasset praktiske erfaringer. Ved bruk av jomfru uten strekkfast forbindelse til pelen kan fallhøyden økes med 15 %.

Peletype →	**Fallhøyde i m**					
	Trepeler		**Stålpeler (S355)**		**Betongpeler (B45)**	
Rammeforhold ↓	Stort slagantall	Få slag	Stort slagantall	Få slag	Stort slagantall	Få slag < 10
Nedramming av peler i meget bløt, sensitiv leire	Fallhøyde avhengig av hvilken strekkraft en eventuell peleskjøt kan oppta					0,1 til 0,15
Nedramming i middels bløt leire, løst lagret sand						0,15 til 0,3
Nedramming / stoppslagning av friksjonspeler i sand og grus eller fast leire (s > 4 mm/sl)	0,5	0,8	1,2	1,6	0,3 til 0,4	0,4 til 0,5
Nedramming / stoppslagning av spissbærende peler til fast lagret grus, morene (s < 2 mm/sl)	0,2	0,5	1,2	1,6	0,3 til 0,35	0,35 til 0,4
Innmeisling / stoppslagning mot berg	-	-	1,0	1,5	0,25 til 0,3	0,3 til 0,35

Figur 11. 34 Anbefalte maksimale fallhøyder (i m) for ramming med fall-lodd

De angitte maksimale fallhøyder er ment som retningslinjer for valg av fallhøyder ved stoppslagning. Under den forutgående nedrammingen av pelen til nær endelig dybde vil den økonomiske fallhøyde, dvs. den fallhøyde som gir størst produksjon, avhenge av pelelengde, loddets tyngde og grunnforholdene.

Dette innebærer at det vanligvis vil være en fordel å velge lodd som er tunge nok til å unngå å måtte ramme med de her gitte maksimale fallhøyder under større deler av nedrammingen.

11.14.7 Verifikasjon av bæreevne.

Under pelerammingen kan oppnådd bæreevne verifiseres gjennom:
1. Registrering av peledybde i jord kombinert med statisk bæreevneformel.
2. Rammeformel med målte data (friksjonspeler i sand, spissbærende peler)
3. Andre dynamiske metoder (PDA-målinger)

Det bør alltid tilstrebes å bestemme bæreevnen med flest mulig av de tilgjengelige metodene.

Direkte bæreevnekontroll ved PDA-målinger bør ikke benyttes alene, men slike målinger vil være nyttige i oppstarting av arbeidet idet PDA-resultatene gir informasjon om ramme-utstyrets virkningsgrad (netto effektiv rammeenergi), se forøvrig kapittel 11.13.6.2.

11.14.7.1 Rammeformelen med målte data

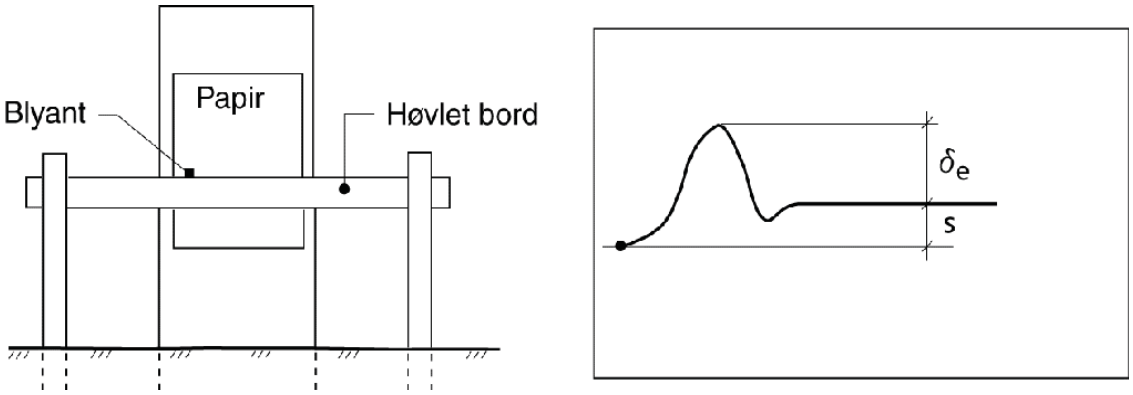
Under ramming og stoppslagning bør alltid pelens elastiske deformasjon måles for utvalgte slagserier, i tillegg til den kontinuerlige målingen av synk. Det er også vanlig å måle tilført energi med PDA-målinger. For større pelearbeider kan måling av tilført energi på flere peler dessuten være kostnadsbesparende gjennom den lavere verdi av korrelasjonsfaktor som da kan benyttes.

Pelens elastiske deformasjon måles vanligvis gjennom såkalte bevegelsesmålinger som angitt i det følgende:

Figur 11. 35 viser en metode for måling av pelehodets bevegelse under slaget. Ved raskt å føre en blyant langs en stiv, ubevegelig list (planke) vil pelens relative bevegelse kunne avtegnes på et papir festet til pelen eller direkte på pelen. En slik bevegelseskurve, som er illustrert i Figur 11. 35, gir elastisk sammentrykning δ_e og plastisk forskyvning eller synk s av pelen.

Når slike målte data foreligger benyttes rammeformelen på denne formen:

$$R_{c;m} = \frac{\eta \cdot W \cdot h}{s + \frac{1}{2}\delta_e}$$



Figur 11. 35 Prinsipp for bevegelsesmåling.

Vanligvis utføres bevegelsesmålinger for en slagserie a 10 slag, og elastisk deformasjon δ_e og synk pr. slag s settes inn i rammeformelen med middelverdier over slagserien.
Dersom virkningsgraden (eller tilført rammeenergi) ikke måles må den vurderes på grunnlag av foreliggende opplysninger om rammeutstyret/loddtypen, rammingens utførelse samt peletype og grunnforhold.

For de ulike loddtypene kan følgende verdier antas:

Hydrauliske fall-lodd:	$\eta \approx 0{,}7 - 0{,}9$
Hydrauliske fall-lodd (akselererte)	$\eta \approx 0{,}9 - 1{,}0$
Diesellodd:	$\eta \approx 0{,}35 - 0{,}5$

Virkningsgraden vil variere med rammeforholdene. Variasjonsområdet gjenspeiler gode eller dårlige rammeforhold:

Med gode rammeforhold menes: Vertikale peler uten skjøter eller med skjøter uten energitap, tungt lodd i forhold til pelens vekt, god og sikker føring for lodd og pel, sentriske slag, elastisk fjærende slaghette uten stort energitap, ingen jomfru og ikke sterkt fjærende grunn.

Med vanskelige og dårlige rammeforhold menes: Skjøtte peler, lett lodd, dårlig føring for lodd og pel, bruk av jomfru, dødslått pelehode og sterkt fjærende grunn.

Det bør vanligvis søkes å unngå at pelearbeider utføres med løsninger og utstyr som medfører at arbeidene hører inn under kategorien "vanskelige og dårlige rammeforhold".

VIKTIG. Med unntak for de helt enkle og små pelearbeider bør alltid virkningsgraden kontrolleres med PDA-målinger i en tidlig fase av arbeidet. Den målte virkningsgraden kan da brukes for det videre pelearbeidet.

Det bør alltid utføres bevegelsesmålinger samtidig med PDA-målinger slik at det etableres sammenhørende datasett. Under ellers like rammeforhold kan fortsatte bevegelsesmålinger benyttes til å kontrollere at den målte virkningsgrad opprettholdes gjennom det videre pelearbeidet.

Rammeformelen gjelder i prinsippet kun i friksjonsjordarter. Imidlertid kan den også gi en god indikasjon på bæreevnen i andre jordarter dersom den benyttes ved etterramming som utføres en tid etter ordinær ramming. Ofte erfarer man da at den elastiske deformasjonen av jorda, som er typisk for ikke-friksjonsjordarter, er betydelig redusert, i vertfall under de første slagseriene.

Bruk av rammeformelen i ikke-friksjonsjordarter bør alltid vurderes av geotekniker.

Dimensjonerende bæreevne bestemmes ved bruk av korrelasjonsfaktor og partialfaktor som angitt i kapittel 11.4.1 og 11.4.2

11.14.7.2 Andre dynamiske metoder (PDA-målinger)

Det finnes internasjonalt flere typer utstyr for dynamiske målinger under ramming.

I Norge benyttes PDA-målinger som utføres med spesielt måleutstyr; Pile Driving Analyzer. Metoden bygger på støtbølgeteori, og utføres ved at det monteres følere på pelen som registrerer akselerasjon og tøyning under ramming. De målte data bearbeides i dataenheten, og det er i prinsippet mulig å bestemme følgende størrelser:

- tilført energi under ramming
- maksimal trykkraft i pelen
- maksimalt strekk i pelen
- maksimal hastighet i peletopp
- maksimal akselerasjon
- total rammemotstand
- integritetskontroll av pelen

Når det utføres PDA-målinger kan målingene også benyttes til å vurdere bæreevnen. Det foreligger flere metoder for slik vurdering.

De mest vanlige metodene er CASE-metoden og CAPWAP-analyser.

CASE-metoden er en semi-empirisk metode for vurdering av bæreevnen. Metoden er ikke tilstrekkelig pålitelig til å bestemme bæreevnen alene, men kan gi en god indikasjon sammen med andre metoder, som rammeformel og statiske beregninger.

CAPWAP-analyser er en datasimulering på grunnlag av PDA-måleresultater. Disse analysene ansees å gi en sikrere bestemmelse av bæreevnen enn CASE-metoden. Det gjelder likevel at også disse analysene gjerne kan sammenholdes med andre metoder.

11.14.8 Beregningseksempel

Et eksempel på kontroll av rammespenninger er gitt i det følgende:

Lang stålrørspel (914x16mm) rammet gjennom bløt leire til faste løsmasser, dvs. betydelig spissmotstand (se også siste avsnitt i kapittel 11.5.3.3 ang. ekvivalent stukningslengde):

Pelelengde: l = 52 m
Ekvivalent stukningslengde: l_e = 22 m
Tverrsnittsareal: $A = 4{,}5 \cdot 10^{-2}\, m^2$
Tyngdetetthet: γ_p = 79 kN/m^3
E-modul: $E = 2{,}1 \cdot 10^5\ MPa$

Loddets tyngde: W = 80 kN
Fallhøyde: h = 1,0 m
Hydraulisk fall-lodd i meget god stand, $f_0 \cong 1{,}0$

Maksimale trykkspenninger for denne pelen ble målt/estimert (med PDA) til 224 MPa.

Støtbølgeteorien gir $\sigma_{\max} = f_w \cdot f_0 \cdot \sqrt{\gamma_p \cdot h \cdot E}$

Meget stor spissmotstand, liten friksjonsmotstand, f_w = 1,8. (merk at ekvivalent stukningslengde inngår i vurderingen av f_w).

Innsatt gir dette: $\sigma_{\max} = 1{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot \sqrt{79 \cdot 10^{-3} \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}1 \cdot 10^5} = 232 MPa$ (1)

I følge bevegelsesmålinger for samme pel er elastisk deformasjon δ_e målt til 15 mm (over en lengde tilnærmet lik ekvivalent stukningslengde).

Innsatt i Hooks lov gir dette: $\sigma = \frac{E \cdot \delta_e}{l_m} = \frac{2{,}1 \cdot 10^5}{22} \cdot 15 \cdot 10^{-3} = 143\, MPa$

For pelelengde lik ekvivalent stukningslengde $l_e \approx$ 20 – 25 m får vi:

$$\sigma_{\max} = 1{,}5 \cdot 143 = 215 MPa \quad (2)$$

I dette tilfellet er det således meget bra samsvar mellom målte rammespenninger og beregnede spenninger fra henholdsvis støtbølgeteori (1) og Hooks lov (2).

11.15 RAMMEDE PELER - PRAKTISKE RÅD OG HENSYN

Dette kapittelet gir enkelte praktiske råd for pelearbeider. Rådene bygger på mange års erfaringer med pelearbeider, og bakgrunnen for rådene finnes for en stor del i pelearbeider som ikke har vært helt vellykket.

11.15.1 Felles for rammede peletyper

- fordybling: bergfeste; innmeisling i hardt skråberg kan være vanskelig for alle peletyper. Bergfestet kan lettere etableres ved hjelp av fordybling, se kapittel 11.7.2.4. Metoden har to fortrinn sammenlignet med vanlig innmeisling, den hindrer skrens av pelen og den letter inntrengningen i berg slik at hele spissarealet kan rammes ned til kontakt med berg.

Metoden kan med fordel benyttes også for betongpeler. Det erfares ofte at entreprenørene har innvendinger mot fordybling av betongpeler ut fra praktiske hensyn; dette bør imidlertid ikke være til hinder for at metoden kan benyttes når det vurderes å være nødvendig.

11.15.2 Betongpeler

- armeringsstoler Armeringstoler av plast er uheldig og er ikke "tillatt" etter Prosesskoden, som krever armeringsstoler av betong. Leverandørene av betongpeler benytter imidlertid armeringsstoler av plast som "standard" type, og Prosesskodens krav (Ref. 2) blir således et unntak fra normal produksjon.

  Dette medfører at det ofte stilles spørsmål om armeringsstoler av betong er nødvendig. Spørsmålet har vært grundig vurdert i forbindelse med utarbeidelsen av Prosesskoden, og er et krav som ikke skal fravikes.

  Bakgrunnen for dette standpunktet er blant annet at armeringsstoler av plast erfaringsmessig kan opptre som rissanvisere under håndtering av pelen, de har annen stivhet enn betong og kan dermed også opptre som rissanvisere under hard ramming. De kan også ha en tendens til å forskyve seg under støping av pelene og medføre at peler dermed ikke oppfylle toleransekravet til overdekning; det er observert flere slike tilfeller i kappflaten på ferdig rammede peler.

- armeringskurver sveising: Prosesskoden har også en bestemmelse om at det ikke tillates sveising på armeringskurver (monteringssveiser). Dette temaet har vært tatt opp til vurdering på nytt etter at Prosesskoden ble utgitt, etter initiativ fra peleprodusent. Det kan nå gis mulighet for bruk av monteringssveiser vurdert for det enkelte prosjekt under følgende forutsetninger:
  - alle sveiser skal utføres med robotsveising, (dvs. manuell sveising tillates ikke)
  - entreprenør/leverandør må dokumentere at pelene har tilstrekkelig sikkerhet mot utmatting i rammefasen.
  - entreprenør/leverandør må innhente opplysninger om utmattingsrisiko i driftsfasen hos byggherren og:
  - på dette grunnlag dokumentere at pelene har tilstrekkelig sikkerhet mot utmatting i driftsfasen.
  - dokumentasjon skal være tilstrekkelig omfattende for en fullstendig vurdering av utmattingsspørsmålet, og skal omfatte både beregninger og testresultater.
  - aksept for bruk av heftsveisede armeringskurver gis av byggherren i det enkelte prosjekt

- ramming frå flåte: unngå bruk av betongpeler når pelene skal rammes fra flåte.

11.15.3 Stålrørspeler (og stålpeler når relevant)

- elastisk deformasjon: velg et "system" lodd - pel - jord som medfører at elastisk deformasjon i pelen under ramming ikke overstiger 20 mm. Bruk teoretisk rammeformel for parameterstudier.

- veggtykkelser: veggtykkelse i stålrørene bør velges i relasjon til diameteren ut fra følgende veiledende minsteverdier. Verdiene er satt ut fra to hensyn; henholdsvis sammenklapping av rørene og nedramming/verifikasjon av bæreevne (Sleipnes A. 1992, Ref. 14):

Pelediameter (mm)	Min. godstykkelse (mm)
500	10
600	10
700	12
800	14
900	16
1000	18
1100	særskilt vurdering
1200	særskilt vurdering

- bergspiss: bruk ikke avfaset bergspiss (Peleveiledningen 2005). Slik bergspiss meisler ut et hull som er for lite! Bruk rett ytterkant uansett. Dette innebærer at spiss med påleggssveis er lite anvendelig, unntatt i de aller løseste bergartene.

- rystelser: store rystelser kan oppstå når pelens nedtrengning gjennom jorda er liten. Annen loddtype (diesellodd, akselerert fallodd) kan gi bedre nedtrengning og derav mindre rystelser

- innmeisling i berg: lette lodd med stor støthastighet (lette diesellodd, akselererte fallodd) kan gi bedre inntrengning i berg (men pass på rammespenningene).

- forboring: bergfeste; pelespisser med stor diameter (stålrørspeler) har vanligvis liten inntrengningsevne i berg. Inntrengningen i berg kan lettes vesentlig ved å forbore hull i berget, se kapittel 11.7.2.3.

- fordybling: når fordybling velges bør dybelen ha diameter min. 80 -100 mm avhengig av peledimensjon og last.

- enkeltstående peler: Enkeltstående peler bør normalt fordybles. Med enkeltstående peler menes løsninger med en eller flere peler i samme plan (1 – 4 peler pr. fundamentakse)

11.16 BOREDE PELEETYPER – PRAKTISKE RÅD OG HENSYN

11.16.1 Borede og sjaktede peler

11.16.1.1 Generelt

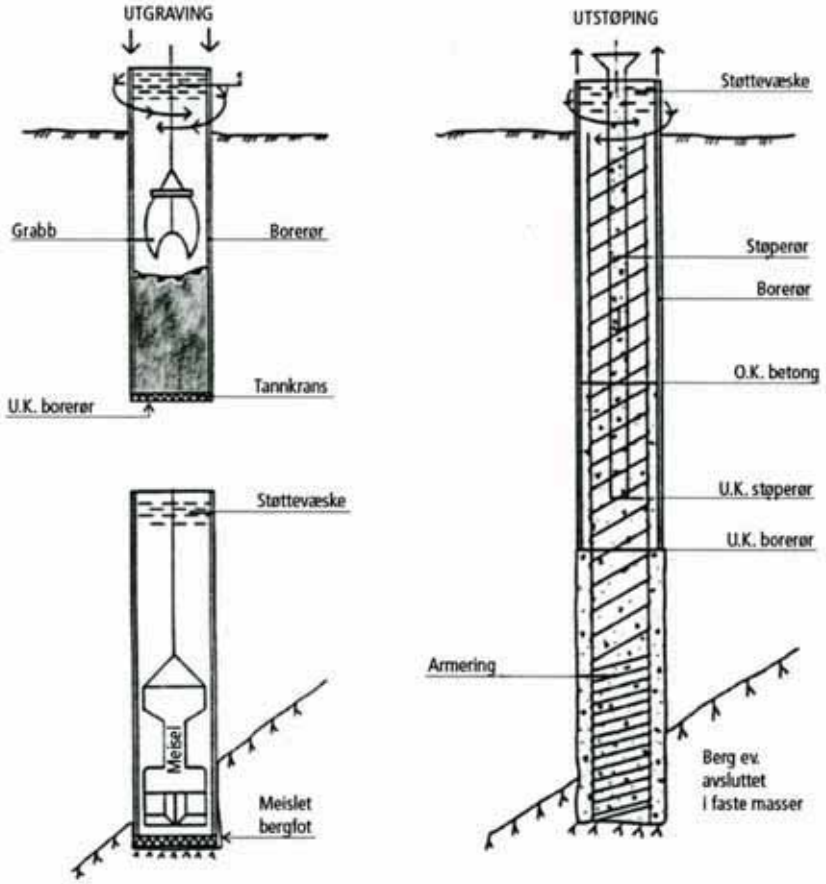
Begrepet borede peler benyttes vanligvis om plasstøpte peler som installeres uten masse-fortrengning, ved at et åpent borerør trykkes og dreies ned i løsmassene samtidig som det grabbes ut innvendig i røret, se Figur 11. 36. Borerøret trekkes opp igjen under eller umiddelbart etter utstøping slik at ferdig pel er en betongpel utstøpt direkte mot løsmassene.

Sjaktede peler er en forenklet metode der røret kun trykkes ned gjennom løsmassene og der mulighet for etablering av bergfot er begrenset. Denne metoden kan kun anvendes til relativt korte peler.

Borede peler har vært relativt lite brukt i Norge de siste tiårene (blant annet pga. uheldige erfaringer med prosjekter i tidligere år). Peletypen er imidlertid meget vanlig i andre land i Europa, og kan med fordel anvendes i større grad på prosjekter i Norge også, forutsatt at det benyttes moderne rigger som behersker grunnforholdene her i landet.

Siden peletypen er relativt lite kjent gis det i det følgende en relativt omfattende omtale av peletypen.

Normale pelediametre er 750 til 1500mm, men større diametre kan også benyttes, i Norge er det brukt opp til 2.5 meter diameter.



Figur 11. 36 Borede peler uten massefortrengning (kopi av figur i Ref. 3)

Borede peler kan med fordel anvendes for opptak av store konsentrerte laster til berg eller til faste masser. Installasjon av peletypen er støysvak og gir også moderate vibrasjoner sammenlignet med rammede peler.

Peletypen har vært relativt lite brukt i Norge de siste tiårene (blant annet pga. uheldige erfaringer med prosjekter i tidligere år). Peletypen er imidlertid meget vanlig i andre land i Europa, og kan med fordel anvendes i større grad på prosjekter i Norge også, forutsatt at det benyttes moderne rigger som behersker grunnforholdene her i landet.

Prosesskoden (ref. 2) gir detaljerte retningslinjer for utførelse av borede peler. Supplerende omtale gis i det følgende:

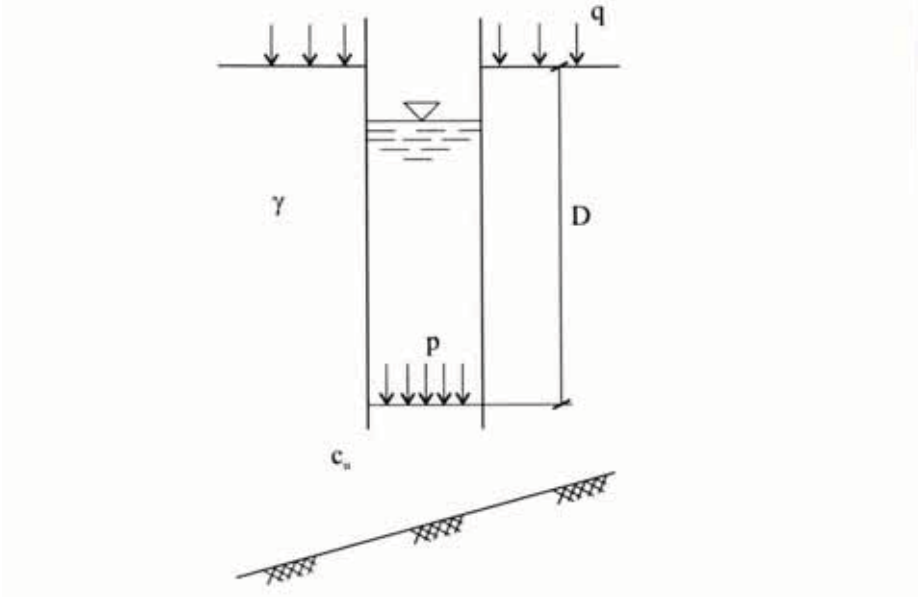
11.16.1.2 Installering

Største dybde av utgrabbing som kan foretas i leire, med sikkerhet mot bunnoppressing, kan generelt beregnes av, se Figur 11. 37:

$$D = \frac{\frac{N_c \cdot c_u}{\gamma_M} - q + p}{\gamma} \text{ hvor}$$

γ_M = partialfaktor for jordens materialstyrke
q = last på terreng
p = vanntrykk mot bunn av utgraving
γ = tyngdetetthet av jordmassene
c_u = undrenert skjærfasthet
N_c = bæreevnefaktor

Som det fremgår av ovenstående formel, kan gravedybden økes ved å fylle borerøret med vann eller en tyngre støtteveske.



Figur 11. 37 Sikkerhet mot bunnoppressing

Spesielt ved bløt sensitiv leire er det viktig at faste topplag grabbes ut før borerøret presses under grabbenivået. Faste topplag kan danne en propp som medfører massefortrengning og reduksjon av leirens skjærstyrke, noe som øker faren for bunnoppressing og kan skape problemer ved utstøpingen.

I kvikkleire vil det dannes en sone med flytende leire på yttersiden av røret. Stein som forskyves av røret vil kunne medføre ekstra omrøring. Det kan da være nødvendig å arbeide med en tyngre væske enn vann i røret.

I sand og silt vil det kunne oppstå hydraulisk grunnbrudd hvis borerøret tømmes for vann til et nivå under grunnvannstanden. Dvs. at bunnen løftes av vannstrømmen nedenfra hvis ikke borerøret har tilstrekkelig dybde under den innvendige utgravning.

Det anbefales å arbeide med vannfylt rør, selv når det ikke er nødvendig av hensyn til faren for bunnoppressing. Det sikrer mot uønsket drenering av området og innspyling av finstoff i røret, samt at det vil gjøre det lettere å holde innvendig rørvegg ren.

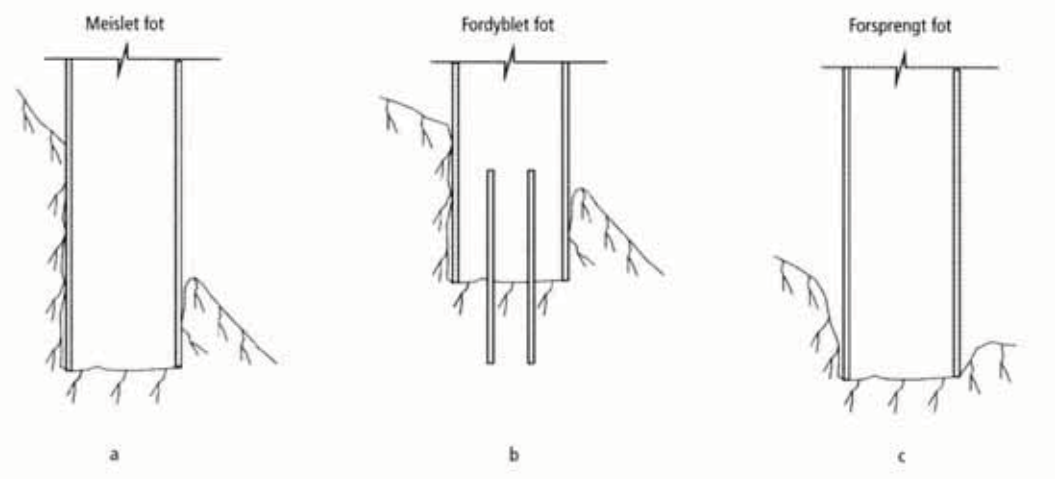
Det bør registreres hva slags masser det graves igjennom, bl.a. fordi vannførende lag kan forårsake utvasking av betongen under utstøpingen.

Ved visse grunnforhold, for eksempel kvikkleire til berg, vil det vanligvis være nødvendig at borerøret er dreid inn i full kontakt med berg før utgrabbing av masser.

Det må generelt utvises forsiktighet ved utsjakting mot berg på grunn av fare for inntrengning av masser. Slampumping må ikke foretas uten at borerøret er dreid inn i berg. Hvis lysåpningen mellom to peler er mindre enn fire meter, bør rekkefølgen tilpasses slik at det blir et opphold på minst ett døgn etter støping til nedpressing av rør for nabopel.

11.16.1.3 Etablering av pelefot

Borerøret er nederst forsynt med en herdet tannkrans for å kunne dreies ned i berg. Røret føres ned til full kontakt og tetning ved suksessiv dreining og meisling med forskjellige typer fallmeisler inne i røret.



Figur 11. 38 Etablering av pelefot

Hvor langt røret og pelefoten skal føres ned i berg avhenger av grunnforholdene like over berg, bergart, helning, forvitringsgrad, lagdeling og pelenes innbyrdes avstand. Innmeislingen bør føres minst 0,1 m ned i friskt berg der dette ligger lavest. Normalt øker innmeislingsdybden med økende helning.

Ved bratt bergoverflate og ugunstig lagdeling kan det bli nødvendig å meisle vesentlig dypere, se Figur 11. 38a, eller sikre pelen med dybler, som vist på Figur 11. 38b. Etter at det er oppnådd tett kontakt mellom rør og berg, meisles det videre ned under borerøret. Eventuell fordybling av pelefoten kan utføres gjennom utsparingsrør i ferdig støpt pel.

Utsparingsrørene festes til armeringskurven for ikke å komme i konflikt med støperøret.

11.16.1.4 Opptrekking av borerør og utstøping av pel

Vanligvis utstøpes pelen samtidig med at borerøret trekkes opp. Utstøping og opptrekking av rør bør foregå kontinuerlig.

Før opptrekkingen av borerøret starter, bør røret heves noe fra pelefoten og dreies. Medgått betongmengde må sjekkes kontinuerlig mot det volum som tilsvarer borerørets utvendige diameter.

I bløt/løs grunn (for eksempel kvikkleire eller løs silt) kan det erfaringsmessig være usikkerhet forbundet til utstøpingen med påfølgende trekking av borerøret idet bløte masser og betong kan ”bytte plass”. I slike tilfelle, eller dersom det av andre årsaker ønskes spesiell høy sikkerhet, kan det med fordel benyttes et innvendig tynnvegget stålrør som blir stående igjen i grunnen.

Slikt innvendig stålrør kan monteres som en del av utstøpingsprosessen.

Det kan imidlertid være en ryddigere og bedre løsning å montere stålrøret først, samtidig som ytterrøret trekkes og det injiseres mellom innerrør og ytterrør med egnet sementmørtel. Etter at dette arbeidet er avsluttet og mørtelen er herdet utstøpes selve pelen i innerrøret som en uavhengig prosess.

11.16.2 Borede stålrørspeler ved bruk av borkrone

11.16.2.1 Generelt

Denne peletypen skiller seg fra borede peler omtalt i kapittel 11.16.1 ved at det benyttes en helt annen type borrigg med fullprofilboring av pelehullet gjennom løsmasser og inn i berg, samt at stålrøret blir stående igjen i grunnen etter utstøping.

Sammenlignet med rammede stålrørspeler har borede stålrørspeler en stor fordel med at de kan bores inn i berg slik at utstøpingen kan utføres kontinuerlig fra bunn av utboret hull i berg.

I dag finnes det i Norge utstyr for å installere borede stålrørspeler med diameter fra 406 til 711 mm. Borkroner opptil ca. 830 mm er tilgjengelig på markedet

Godstykkelse kan normalt leveres opptil 16 mm for den største dimensjon og tilfredsstiller i utgangspunktet godstykkelser som normalt benyttes for rammede stålrør.

Det leveres også mindre dimensjoner, eksempelvis foringsrør med diameter opptil 323 mm for installasjon med f.eks. symmetrisk eller eksentrisk borutstyr. Slike peler benevnes med en samlebetegnelse for mikropeler, og finnes i en rekke varianter som ikke omtales ytterligere i denne håndboken. Mikropeler er mest aktuelle å benytte i forbindelse med husbygging.

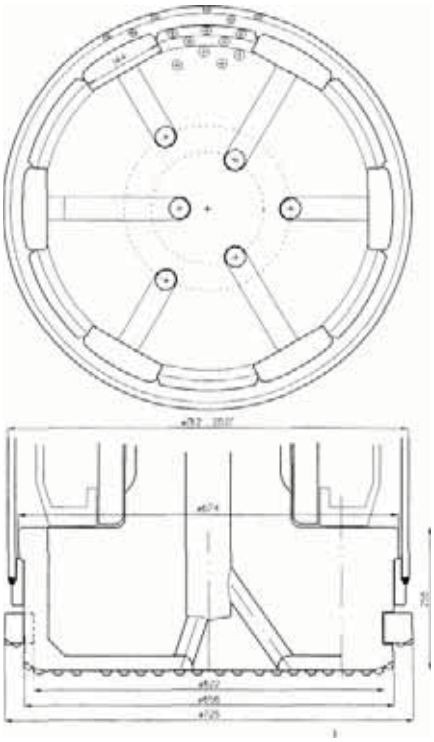
Borede stålrør skjøtes med samme krav som for rammede stålrør.

Knekning må også kontrolleres,

11.16.2.2 Retningslinjer for utførelse

Boring utføres tradisjonelt med senkborutrustning. Sentrisk eller eksentrisk borsystem benyttes for de mindre dimensjonene (opptil 323 mm). Konsentrisk borsystem benyttes for rørdimensjoner større enn 400 mm. Ved større diametre trekkes foringsrøret ned av borkronen og foringsrøret roteres ikke.

Borkronen med rømmer roterer underkant av røret, se Figur 11. 39. Videre er det festet en ringbor-krone til foringsrøret.



Figur 11. 39 Borkrone med rømmer - eksempel.

Det bores med samme krone gjennom løsmasser og i berg.

Som beskrevet for boring av foringsrør for stålkjernepeler (se kapittel 11.16.3) er det viktig at innboring og rensk ikke medfører erosjon og høyt poretrykk i løsmassene. Valg av borsystem må derfor tilpasses disse forhold. Ved store dimensjoner er det også store volumer som skal fjernes og renskes.

Det stilles samme krav til rensk og kontroll av bergfot som ved borede pilarer

Etter ferdig rensk og kontroll av borehuL og evt. retthetsmåling, armeres og utstøpes pelen tilsvarende som for rammede stålrørspeler.

11.16.2.3 Erfaringer/anbefalinger

Borede stålrørspeler kan overføre store laster ved av bruk av store rørdiametere. Borsystem og størrelse på boreriggen kan være begrensende på installert pelelengde. Pelelengder opptil ca. 30 m er mulig per i dag.

Pelen etableres med relativt store rigger. Lengde på peleelementer/foringsrør kan eksempelvis være 12 til 16 m.

Borede stålrørspeler kan installeres som skråpel og ta både trykk og strekk. Ved vanskelige grunnforhold kan det være gunstig å bruke foringsrør med økt godstykkelse.

Boret stålrørspel kan normalt forsere grovere masser og det er enklere å etablere feste i skrått berg, sammenlignet med rammet stålrørspel.

Boring av stålrørspeler forårsaker lite støy sammenlignet med ramming. Boring medfører også mindre vibrasjoner og lite massefortrengning, og er dermed mer skånsom mht. til skader på tilstøtende konstruksjoner.

Tetting i overgangen mellom berg og morenemasser kan være noe problematisk ved store tverrsnitt.

Erfaringsmessig kan det ved normale forhold installeres inntil 20-25 meter pel pr. dag.

11.16.3. Stålkjernepeler

Stålkjernepeler er mye benyttet i Norge, og er etter nyere betegnelser en mikropel der det er satt inn et massivt sirkulært stålemne som bærende element. Stålkjernepeler benyttes vanligvis med kjernediameter opp til 180mm, men noe større diametre kan benyttes og diameteren begrenses i praksis av tilgjengelig borutstyr (av type som vanligvis benyttes).

Et viktig forhold med boring for stålkjernepeler er faren for erosjon og utblåsing/utvasking av løsmasser omkring/på utsiden av foringsrøret. Problemstilingen er særlig aktuell der det bores i løse/bløte løsmasser av leire og silt/sand. Erfaringer blant annet fra Helland bruer dokumenterer dette (Nordbotten, 2001, Ref. 15)

Vanligvis benyttes luftdrevne borrigger, der borhammeren drives med luft og utspyling av boret materiale utføres med vann eller en blanding av luft og vann. Det finnes en rekke

fabrikater av slike borkroner og borutstyr. Forskjellene mellom disse kan være små, men likevel av viktig betydning for ovennevnte problemstilling, eksempelvis kan retningen på ”dysene” i borkrona ha betydning for omfanget av utvasking av løsmasser.

Et annet forhold av viktig betydning er trykket som benyttes for å drive borhammeren og spyle opp utborede masser. Dette styres i praksis av boroperatøren, og i løs grunn må trykket tilpasses slik at utspyling av løsmasser reduseres til et minimum. Dette kan være et krav som er i motstrid til fare for fastkjøring av borkrona (kiling), og det krever at boroperatøren har stor forståelse for hensynet til omkringliggende masser. Slik forståelse kan ikke alltid påregnes.

I bløt/løs grunn er det derfor en bedre løsning å velge borutstyr som reduserer denne faren på mer teknisk grunnlag. Prosesskoden (ref 2) gir retningslinjer for valg av borutstyr. Valg av borutstyr i henhold til disse retningslinjene kan med fordel gjøres allerede på prosjekterings-stadiet.

Det finnes også borrigger som i sin helhet benytter vann som drivende middel, både til drift av borhammeren og utspyling av boret materiale. Boring med vanndrevet rigg antas å være gunstig med tanke på utvasking av løsmasser.

En ulempe med vanndrevet rigg er at det er stort behov for vanntilførsel, og det produseres stor mengde slam med returvannet. Dette kan imidlertid håndteres ved at returvannet samles opp i basseng, container el lignende, renses og resirkuleres.

I løs/bløt grunn er ofte knekning av stålkjernepeler dimensjonerende lasttilfelle. Ved beregning av knekning gjøres det forutsetninger om sidestøtten til pelene. Dersom boringen for pelene medfører utvasking av løsmasser omkring foringsrørene, kan det oppstå avvik mellom forutsatt sidestøtte og den faktisk forekommende. Også av denne grunn er det viktig å unngå slik utvasking.

Prosesskoden (Ref. 2) stiller krav til momentkapasitet og strekkstyrke i peleskjøtene, som begge vanligvis skal være minimum 60 % av helt peletverrsnitt. I utgangspunktet er det ønskelig at denne kapasiteten er lik peletverrsnittets kapasitet, men kravene er likevel satt til 60 % ut fra en vurdering av hva som er praktisk oppnåelig. Dette er imidlertid forhold som den prosjekterende må være oppmerksom på, og spesifisere høyere krav dersom det er nødvendig i forhold til aktuell last/kapasitetsbehov.

Det er også krav til overdekning mellom stålkjerne og foringsrør, dette ivaretas med avstands-klosser, som skal være av elektrisk ikke-ledende materiale. Det er ofte brukt klosser av glassfiberarmert epoksy, noen har også brukt glassfiberarmert polyester, sistnevnte er imidlertid ikke et tilstrekkelig sterkt materiale og frarådes.

Selve innfestingen av avstandsklossene til stålkjernen er også et punkt man må være oppmerksom på; det må være samsvar mellom innfestingens styrke og belastningen på klossen under monteringen av stålkjernen i foringsrøret, eksempelvis øker belastningen med økende skråhelning på pelene sammen med økende diameter (tyngde). Det kreves stor nøyaktighet ved entringen av stålkjernen med klossene i foringsrøret slik at de ikke blir slått av mot kanten av foringsrøret.

11.17 PRØVEBELASTNINGER

Generelt kan prøvebelastninger av peler utføres for både aksialt trykk og strekk, samt lateralbelastning. Selve lasten kan være statisk, vekslende/syklisk eller dynamisk, og den kan karakteriseres som en kortidslast eller en langtidslast.

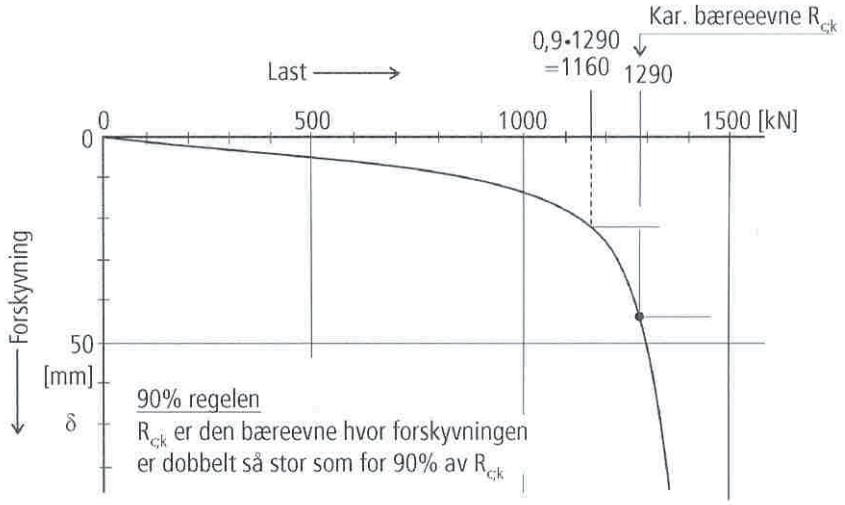
Prøvebelastning av peler skal utføres ved bruk av peletyper eller installasjonsmetoder der det ikke foreligger sammenlignbar erfaring, men kan også utføres når prøvebelastning ventes å gi mulighet for større utnyttelse av pelekapasiteten.

Statisk prøvebelastning på trykk er det mest vanlige tilfelle for peler i løsmasser. Selve prøvebelastningen utføres da ved at man påfører last på peletoppen, og samtidig registrerer peletoppens aksialforskyvning. Lasten som påføres må kunne være så stor at det oppstår brudd i pelens (jordas) bæreevne.

Karakteristisk bæreevne $R_{c;k}$ bestemmes vanligvis ifølge den såkalte 90% regelen (se Figur 11. 40) som sier at:

> "Karakteristisk bæreevne er den last som gir dobbelt så stor forskyvning som 90% av denne lasten."

Dimensjonerende bæreevne $R_{c;d}$ bestemmes deretter ved å benytte en anbefalt korrelasjonsfaktor ξ og partialfaktor γ_t (se kapittel 11.4.1 og 11.4.2).



Figur 11. 40 Bestemmelse av karakteristisk bæreevne – 90 %-regelen

Andre metoder enn 90% regelen kan også benyttes for å bestemme karakteristisk (og dimensjonerende) bæreevne; se f.eks. Peleveiledningen 2005. NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 angir at $R_{c;k}$ kan tas ut ved en setning tilsvarende 10 % av pelefotens diameter.

Statisk prøvebelastning har i de senere årene vært mindre brukt enn tidligere, og kan i mange tilfeller erstattes med dynamisk prøvebelastning, se kapittel 11.13.7 eller såkalt simulert prøvebelastning ved hjelp av EDB-programmer, se kapittel 11.12.

11.18 SYMBOLLISTE

Symbol	Forklaring	
A	pelens tverrsnittsareal	
A_s	pelens overflateareal	
A_b	pelens spissareal	
a	attraksjon	
ω	kraftfordelingsfaktor	
α	empirisk sidefriksjonsfaktor	
β	sidefriksjonsfaktor	
b	fundamentbredde	
c	bølgeforplantningshastighet	
c_u	Udrenert skjærfasthet	
d	pelens tverrmål	
δ_e	elastisk sammentrykning av pelen	
E	elastisitetsmodul	
ε	tøyning	
f_a	reduksjonsfaktor	
f_0	samlefaktor for energitap	
f_w	refleksjonsfaktor	
f_i	impedansforhold – akustisk impedans	
$F_{c;k}$	karakteristisk last	
$F_{t;d}$	dimensjonerende strekklast	
F_{tr}	sideveis last	
φ	friksjonsvinkel	
γ	tyngdetetthet	
γ_t	partialfaktor for total bæreevne	
γ_F	partialfaktor for påvirkning/last	
γ_p	tyngdetetthet av pelematerialet	
γ_R	partialfaktor for motstand	
ξ	korrelasjonsfaktor	
h	fallhøyde	
η	nominell virkningsgrad	
k	jordens reaksjonskoeffisient	
l	pelelengde	
l_e	ekvivalent stukningslengde	
l_n	nødvendig pelelengde for horisontallast	
M_k	karakteristisk momentkapasitet	
M_m	maksimalmoment	
M_0	ytre moment	
N_q	bæreevnefaktor	
N_r	reaksjonstall	
N_{ru}	reaksjonstall	
N_d	dimensjonerende kapasitet for pelematerialet	
N_i	installert kapasitet	
$q_{b;d}$	dimensjonerende spenning ved pelespiss	

Symbol	Forklaring	
$q_{b;k}$	karakteristisk bæreevne ved pelespiss	
$q_{tr;k}$	jordreaksjonens karakteristiske kapasitet pr. lengdeenhet	
q_{tr}	opptredende jordreaksjon for sideveis forskyvning	
$R_{c;d}$	dimensjonerende bæreevne	
$R_{c;k}$	karakteristisk bæreevne	
$R_{c;m}$	målt bæreevne	
$R_{c;cal}$	beregnet karakteristisk bæreevne	
$R_{b;cal}$	beregnet bæreevne for spiss	
$R_{s;cal}$	beregnet sidefriksjon	
$R_{tr;d}$	dimensjonerende sideveis bæreevne	
$R_{tr;k}$	karakteristisk sideveis bæreevne	
ρ	pelematerialets densitet	
s	plastisk forskyvning	
s	synkning pr. slag	
$\sigma_{v;0}'$	effektivt overlagringstrykk langs pelen	
$\sigma_{v;0b}'$	effektivt overlagringstrykk ved pelespiss	
σ_{max}	maksimale trykk- eller strekkspenning	
σ_0	bølgefrontspenning	
W	loddtyngde	
W_p'	pelens effektive tyngde	
z	dybde under terreng	
z_m	dybde til momentmaksimum	

11.19 REFERANSELISTE

Her gis henvisninger til litteratur som gir utfyllende informasjon om pelearbeider. Dessverre er det ikke mulig å få kjøpt kompendier fra NIF-kursene i ettertid, så interesserte henvises til å forespørre i fagmiljøene. Oppdaterte oversikter over gjeldende standarder finnes på www.standard.no under menyvalget "Søk"; benytt ICS-gruppe 93.020 som søkekriterium.

1. *Bruprosjektering*, *Håndbok 185*. 2009, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.

2. *Prosesskode - 2 Håndbok 026*. 2007, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.

3. *Peleveildeningen 2005*, *Den Norske Pelekomite*. 2005, Norsk Geoteknisk Forening: Oslo.

4. *NS 3420-G:2008 (utgave 4.0)*, *Beskrivelsestekster for bygg, anlegg og installasjoner, Del G: Grunnarbeider, Kap GK: Peler*. 2008, Standard Norge,: Oslo.

5. *NS-EN 12794:2005+A1:2007*, *Prefabrikerte betongprodukter, Fundamentpæler*. 2007, Standard Norge.

6. *NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 Eurokode 7*, *Geoteknisk prosjektering, Del 1: Almenne regler*. 2008, Standard Norge: Oslo.

7. *NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 Eurokode 7*, *Geoteknisk prosjektering, Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver*. 2008, Standard Norge.

8. *Elektronisk brukermanual GeoSuite Peler,. 2009*.

9. *Report No. STF69 F89030*, *GROUP - Version 02 Users manual*. 1989, SINTEF: Trondheim.

10. *EDB-Program PEL, Versjon 86*, *Håndbok nr. 055*. 1986, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.

11. Aabøe, R., Giske, S., *Regnearkprogrammet RAMPEL*, *Intern rapport nr. 1621* 1993, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet: Oslo.

12. *"Pelefundamentering i praksis"*, *Kompendium fra NIF-kurs*. 2001.

13. *"Fundamentering av bruer og andre byggverk på pelegrupper"*, *Kompendium fra NIF-kurs*. 2002.

14. Sleipnes, A., *Almenningen bru, Kollaps av peler*, *Laboratorieserien rapport nr. 43*. 1992, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.

15. Nordbotten, G., *Stålkjernepeler, Erfaringsrapport fra Helland bruer*, *Laboratorieserien rapport nr. 112*. 2001, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.

16. *Report No. STF69 F85004*, *PIA1 - Version 02, Users Manual*. 1985, SINTEF: Trondheim.

17. *Report No. STF69 A86028*, *PIA1PLOT Graphical presentation of results computed by means of PIA1, analyzing a vertically loaded single pile*. 1986, SINTEF: Trondheim.

18. *Report No. STF69 F85012*, *PIA2- Version 02, Users manual*. 1985, SINTEF: Trondheim.

19. *Report No. STF69 A86029*, *PIA2PLOT Graphical presentation of results computed by means of PIA2, analyzing a laterally loaded single pile*. 1986, SINTEF: Trondheim.

20. *NS-EN 1536 (utgave 1)*, *Utførelse av spesielle geotekniske arbeider, Borede peler*. 2000, Norges Byggstandardiseringsråd: Oslo.

21. *NS-EN 12699 (utgave 1)*, *Utførelse av spesielle geotekniske arbeider, Peler med massefortrengning*. 2001, Norges Byggstandardiseringsråd: Oslo.

12 STORE RØR OG KULVERTER

12 STORE RØR OG KULVERTER 12-1
12.1 INNLEDNING 12-2
12.2 BELASTNING PÅ STIVE OG FLEKSIBLE RØR 12-2
12.2.1 Jordtrykk på stive og fleksible rør 12-2
12.2.2 Reduksjon av jordtrykk på stive rør og kulverter ved bruk av ekspandert polystyren 12-5
12.3 SAMVIRKE MELLOM JORD OG FLEKSIBLE RØR 12-8
12.3.1 Generelt – anvendelsesområder 12-8
12.3.2 Dimensjoneringsgrunnlag – begrensninger 12-10
12.3.2.1 Tverrsnittsformer 12-10
12.3.2.2 Tverrsnittsdata for korrugeringsprofiler 12-11
12.3.2.3 Stålplater 12-12
12.3.2.4 Korrosjon 12-12
12.3.2.5 Geotekniske undersøkelser / Grunnlag for dimensjonering 12-15
12.3.2.6 Skjæringsvinkel 12-15
12.3.2.7 Krav til overdekningshøyde 12-16
12.3.2.8 Omfyllingsmasser 12-17
12-3.2.9 Minimum avstand mellom to eller flere parallelle korrugerte rør 12-17
12.3.2.10 Krav til omfyllingsområde og utbredelse av sidefylling 12-19
12.3.2.11 Krav til langs- og tversgående helning over samvirkekonstruksjon 12-20
12.3.2.12 Fundamenter 12-21
12.3.2.13 Setninger 12-21
12.3.2.14 Material- og Lastfaktorer 12-21
12.3.2.15 Trafikklaster på samvirkekonstruksjoner av jord og stål 12-21
12.3.2.16 Nyttelaster i byggefase 12-22
12.3.2.17 Snøskredlaster 12-23
12.3.2.18 Utmatting 12-23
12.4 UTFØRELSE 12-23
12.4.1 Klargjøring av fundament 12-23
12.4.2 Montering av stålplatene 12-24
12.4.3 Omfyllling 12-26
12.4.4 Måling av deformasjoner under omfylling 12-28
12.4.5 Endeavslutninger 12-29
12.4.6 Andre hensyn 12-29
12.4.7 Utbedring av eldre konstruksjoner 12-30
12.4.8 Reduksjon av minimum overdekning 12-30
12.5 BEREGNINGSEKSEMPEL 12-31
12.5.1 Betongrør under høy fylling med bruk av EPS 12-31
12.5.2 Dimensjonering av korrugert stålrør 12-34
12.6 SYMBOLLISTE 12-37
12.7 REFERANSELISTE 12-38

12.1 INNLEDNING

Dette kapittelet omhandler grunnlag for dimensjonering av samvirkekonstruksjoner som fleksible rør og kulverter i grunnen. Belastningen på et nedgravd rør er helt avhengig av stivheten på røret i forhold til omfyllingsmassene. Det er vanlig å dele inn rør og kulverter i 2 grupper.

FLEKSIBLE KONSTRUKSJONER:

Plastrør
Korrugerte stålrør
Tynnveggede, buete betongkulverter (veggtykkelse ≈ 200 mm)

STIVE KONSTRUKSJONER:

Betongrør
Prefabrikkerte elementkulverter
Plasstøpte betongkulverter

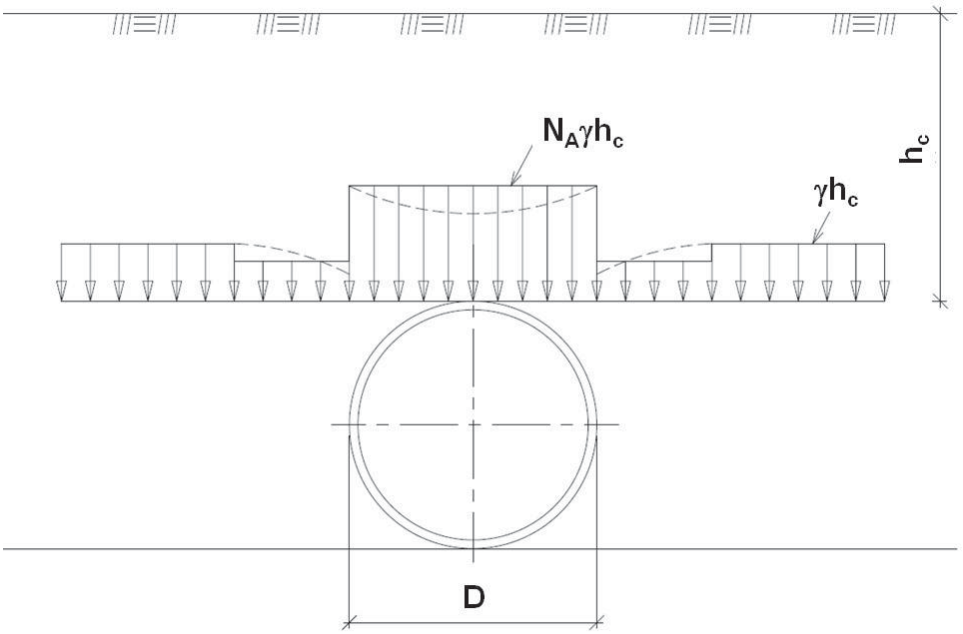
I dette kapittelet omtales fleksible rør og kulverter med spennvidde større enn 2,5 m. For fleksible rør og kulverter som er større enn 2,5 m skal det utføres prosjekteringskontroll i henhold til godkjenningsordningen i Statens vegvesen jfr. kapittel 1.1.5 i håndbok 185 ”Bruprosjektering” (Ref. 4). Mindre betongrør, plastrør og stålrør brukt i stikkrenner og kulverter omtales i håndbok 018 “Vegbygging” (Ref. 1).

For forenklet dimensjonering av fleksible konstruksjoner, unntatt tynnveggede buete betongkulverter, kan dimensjoneringsmetoden ”Dimensionering av rörbroar” TRITA-BKN rapport 58, utgave 3, 2006 anvendes. Metodens grunnlag er utfyllende beskrevet i Petterson (2007, Ref. 15). Det er i denne utgaven av kapittel 12 lagt vekt på anvendelsesområdet, og det gis i tillegg begrensninger og anvisninger for utførelse av fleksible rør og kulverter. Symbolene som brukes i dette kapittelet henviser til den symbolbruken som er benyttet i dimensjoneringsmetoden ”Dimensionering av rörbroar”. I de etterfølgende kapitlene vil den bare bli omtalt som dimensjoneringsmetoden.

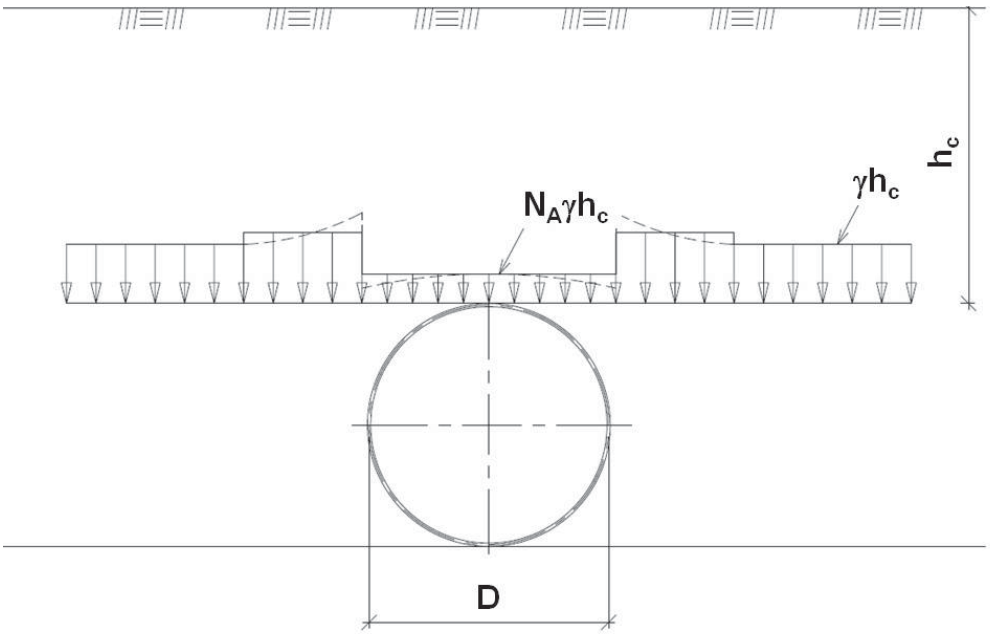
12.2 BELASTNING PÅ STIVE OG FLEKSIBLE RØR

12.2.1 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 12.1.



a) Vertikalt jordtrykk på stivt rør



b) Vertikalt jordtrykk på fleksibelt rør

Figur 12. 1 Vertikalt jordtrykk på stivt og fleksibelt rør

Plass-støpte betonghvelv blir også i noen grad fleksible ved stor overdekning, for eksempel ved tunnelportaler med mer enn 20 meter løsmasseoverdekning. Det bør i slike sammenhenger vurderes hvordan man skal ta hensyn til samvirke jord/konstruksjon.

Vertikaltrykket over røret kan uttrykkes som en faktor N_A multiplisert med overlagringstrykket:

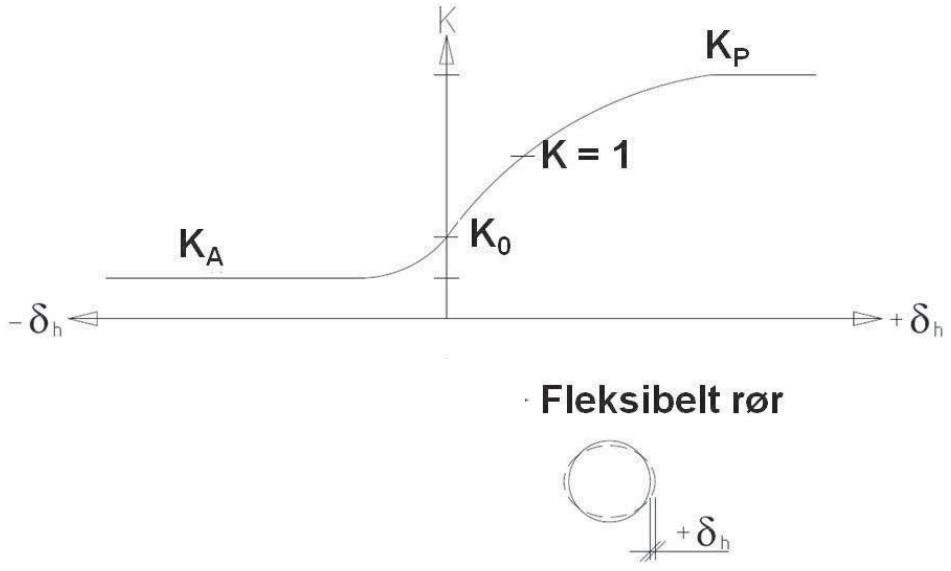
$$\sigma_v = N_A \cdot \gamma \cdot H$$

Over et stivt rør vil det bli en spenningskonsentrasjon slik at N_A blir større enn 1 som vist i figur 12.1a. Spangler (1958, Ref. 16) viste ved fullskalaforsøk at N_A kan bli helt opp til 1,9. Canadian Highway Bridge Design Code (2006, Ref 4) anbefaler verdier på N fra 1,35 til 1,40 for betongrør og 1,2 til 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 12.1b.

Horisontaltrykket er også helt avhengig av stivheten på røret. Horisontaltrykket kan uttrykkes som $\sigma_h = K \cdot \sigma_v$

Avhengig av rørdeformasjoner og omlagring av omfyllingsmassene kan horisontaltrykket mot et fleksibelt rør vil være større enn hviletrykket, og ofte vil horisontaltrykket være lik vertikaltrykket, dvs. jordtrykkskoeffisient K ≈ 1, se.Figur 12. 2.



Figur 12. 2 Horisontal jordtrykkskoeffisient, fleksible og stive rør

Forenklet kan en 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 omfyllingsmassen.

12.2.2 Reduksjon av jordtrykk på stive rør og kulverter ved bruk av ekspandert polystyren

Belastningen på et stivt rør eller en kulvert kan 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 skjærstyrken i massene og jordtrykket blir redusert.

Opprinnelig ble det brukt organisk materiale (løv, høyballer, sagflis), Spangler (1958, Ref. 17). I Norge anbefales det brukt 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, Johansen og Holm (1993, Ref. 22).

Det vertikale jordtrykket (σ_v) på et rør eller en kulvert kan beregnes etter formelen, Vaslestad (1990, 17):

$$\sigma_v = N_A \cdot \gamma \cdot h_c$$

der N_A = hvelvvirkningsfaktor
γ = tyngdetetthet
h_c = høyde av overfylling fra topp kulvert

Hvelvvirkningsfaktoren beregnes fra:

$$N_A = \frac{1 - e^{-A}}{A}$$

hvor $A = 2S_v \cdot \frac{h_c}{D}$

og D = bredde av kulvert

Friksjonstallet S_v ble utviklet av Janbu (1976, Ref. 11) for å beregne friksjon på peler. Friksjonstallet beregnes etter formelen:

$$S_v = |r| \cdot \tan \varphi_d \cdot K_A$$

Der $\tan \varphi_d$ = mobilisert friksjon

og $\tan \varphi_d = f \cdot \tan \varphi$

der f = mobiliseringsgrad

og $\tan \varphi$ = friksjon

K_A = aktiv jordtykkskoeffisient

$$K_A = \frac{1}{[\sqrt{1 + \tan^2 \varphi_d} + \tan \varphi_d \cdot \sqrt{1 + |r|^2}}$$

der r = ruhet

Ruheten finnes fra uttrykket:

$$r = \frac{\tan \delta}{\tan \varphi_d} \leq 1$$

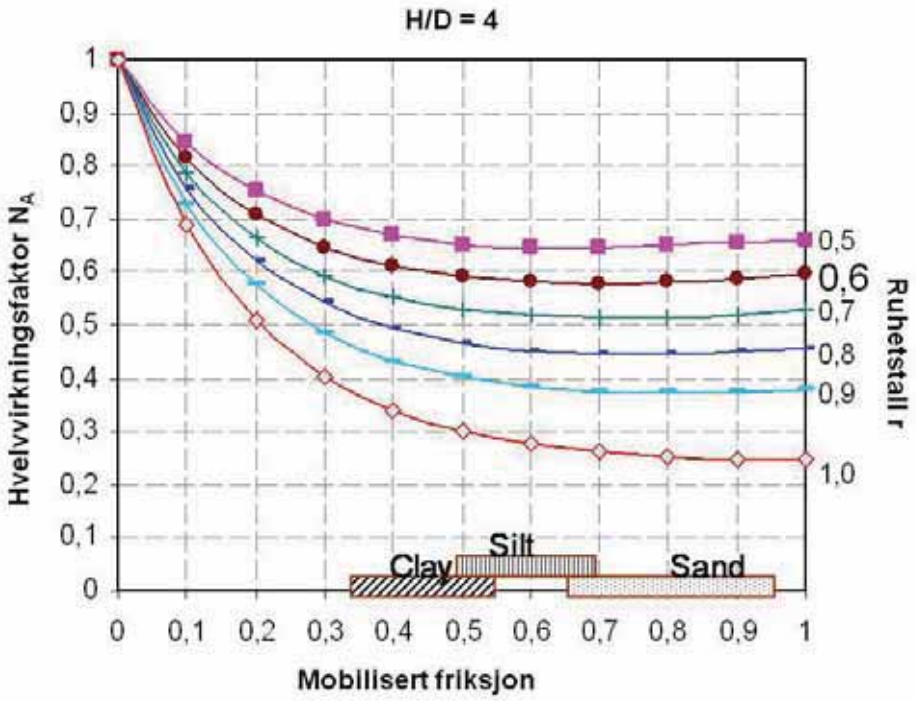
Ruheten *r* kan defineres som forholdet mellom skjærspenningen som er mobilisert mot røroverflaten og mobilisert skjærfasthet i jorda. Nærmere definisjon av ruhetens virkning er vist i kapittel 5 Jordtrykk.

Analyser har vist at ingen enkeltfaktor har større betydning for jordtrykket enn ruheten r, Janbu (1957, Ref. 12). Med konstant forhold H/D, er hvelvvirkningsfaktoren N_A en unik funksjon av r og $\tan \varphi_d$. For definisjon av H og D for ulike tverrsnittsformer se Figur 12. 8.

Figur 12. 3 viser variasjoner i hvelvvirkningsfaktoren N_A for varierende r og $\frac{H}{D} = 4$

Bruk av EPS medfører en rekke fordeler:

- Materialegenskapene er meget godt kjent, og disse kan enkelt måles ved hjelp av enaksialt trykkapparat.
- EPS er formbestandig og fåes i en rekke blokkstørrelser.
- Det er lett å legge ut.
- Det er tidsbestandig.
- Trykkstyrken er såpass stor at deformasjonene ikke blir uakseptable.



Figur 12. 3 Hvelvvirkningsfaktoren N_A *for* $\frac{H}{D} = 4$

Undersøkelser har også vist at maksimal belastning vil tilsvare flytespenningen på det myke materialet.

Ved bruk av EPS med trykkstyrke 100 kN/m^2 vil belastningen på røret ideelt sett være maks. 100 kN/m^2.

En rekke betingelser må være oppfylt for at belastningsreduksjonen skal være mest effektiv.

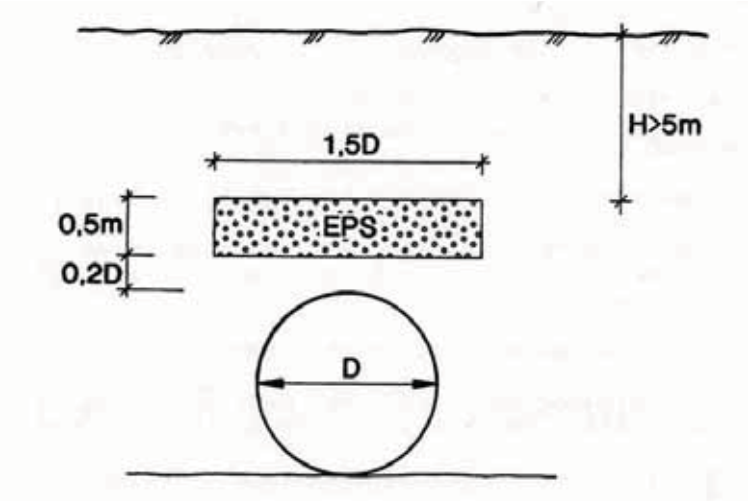
1. Forholdet mellom overdekningen og diameteren (bredden) på kulverten må være stor nok til at skjærspenninger blir mobilisert i massene over kulverten.

2. Det myke materialet må ha så stor belastning at det når flytegrensen, f.eks i en EPS med trykkstyrke 100 kN/m^2 må overdekningen H være minst 5 m i en fylling med tyngdetetthet $\gamma = 20kN/m^3$ *dvs.* $\gamma \cdot H = 100kN/m^2$

3. Fyllingsmassene rundt kulverten må være godt komprimerte friksjonsmasser, fordi en belastningsreduksjon over kulverten medfører økt belastning på sidene av kulverten.

4. Det myke materialet må ha en bredde som er større enn kulverten, for å minske belastningen på siden av kulverten.

Enkle regler for bruk av EPS som belastningsreduserende materiale er vist i Figur 12. 4. Tilfeller med usymmetrisk omfylling må imidlertid vurderes spesielt nøye.



Figur 12. 4 Belastningsreduksjon ved bruk av EPS

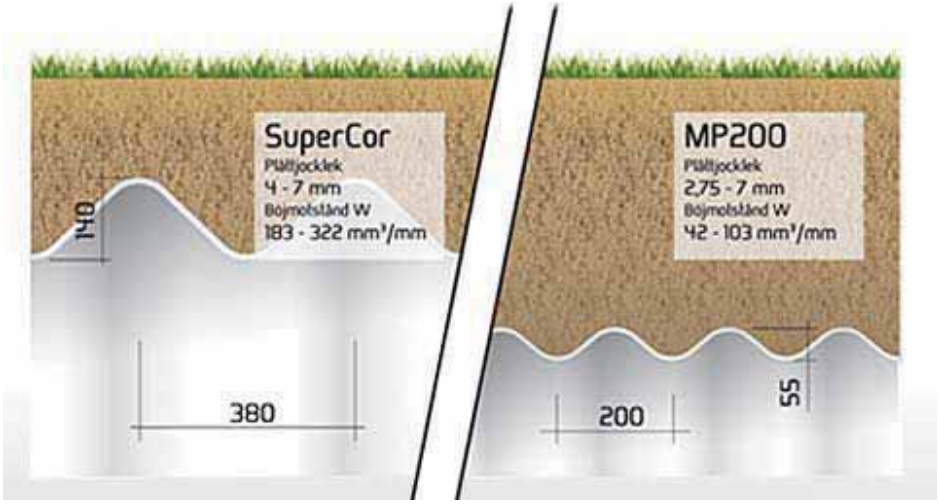
12.3 SAMVIRKE MELLOM JORD OG FLEKSIBLE RØR

12.3.1 Generelt – anvendelsesområder

Samvirkekonstruksjoner mellom jord og stål har fått økende anvendelse i vegbygging de senere årene. Stålrør har blitt brukt som alternativ til mindre bruer og kulverter. Noen av anvendelsesområdene hvor slike samvirkekonstruksjoner kan egne seg, er som over- og underganger for jernbane, gang- og sykkelveg og viltkryssing, samt jordbruksunderganger. I Norge har snøskredoverbygg blitt et viktig anvendelsesområde (Ref. 24)..

Samvirkekonstruksjoner mellom jord og stål har også blitt anvendt som vanngjennomløp, men på grunn av omfattende korrosjonsskader på slike eldre vanngjennomløp (se Ref. 6 og 28) vil det i de påfølgende kapitlene bli gitt begrensninger for hvilke tverrsnittsformer som kan aksepteres.

I Norge har konstruksjoner vanligvis blitt bygd med korrugering 200 x 55 mm hvor diameteren eller spennet på konstruksjonene opp til 11m. I de senere årene har det blitt produsert stålplater med dypere korrugering, der en av de mest brukte er stålplater med korrugering 380 x 140mm. Internasjonalt har det blitt bygget konstruksjoner med spenn helt opp til 24 m med denne type korrugering, se Figur 12. 5.



Figur 12. 5 Eksempler på ulike typer korrugering

Konstruksjonene blir bygget ved å bolte sammen korrugerte stålplater og tilbakefylt med egnede fyllmasser. Krav til montering og tilbakefyllingsmasser er beskrevet i kapittel 12.4. Plater av aluminium kan også brukes, men har hittil ikke fått noen stor anvendelse i Norge.

Figur 12. 6 Stort korrugert stålrør brukt som veggjennomføring for E6 på Dovre.

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 disse kan være teknisk og økonomisk gunstige. Blant disse er:
- Kort byggetid. Konstruksjonene er raske å bygge i forhold til andre konstruksjoner med samme spenn. 180 m lange stålrør har vært montert på 4 uker. Dette innebærer god økonomi og må tas med i vurdering av alternativer.

- Konvensjonell overbygning kan brukes når veg går over stålrøret. I forhold til konvensjonell bru unngås da problemer med vedlikehold av brudekket, og vegen får jevn overbygning.
- Samvirkekonstruksjoner mellom jord og stål med tilstrekkelig overdekning kan bære meget store trafikklaster.
- Bueformen på konstruksjonene kan i mange tilfelle gi estetisk gode løsninger, særlig hvor det er viktig å ta vare på eksisterende terreng ved beplanting etc.
- Ved bruk som skredoverbygg er fleksibiliteten i konstruksjonene gunstig for opptak av trykkstøt fra snøras.
- Ved bruk som skredoverbygg har slike samvirkekonstruksjoner også vist seg som en økonomisk gunstig løsning.

Figur 12. 7 SuperCor konstruksjon (Polen) Ståltykkelse 7 mm, overdekning 1,2 m, byggeår 2005.

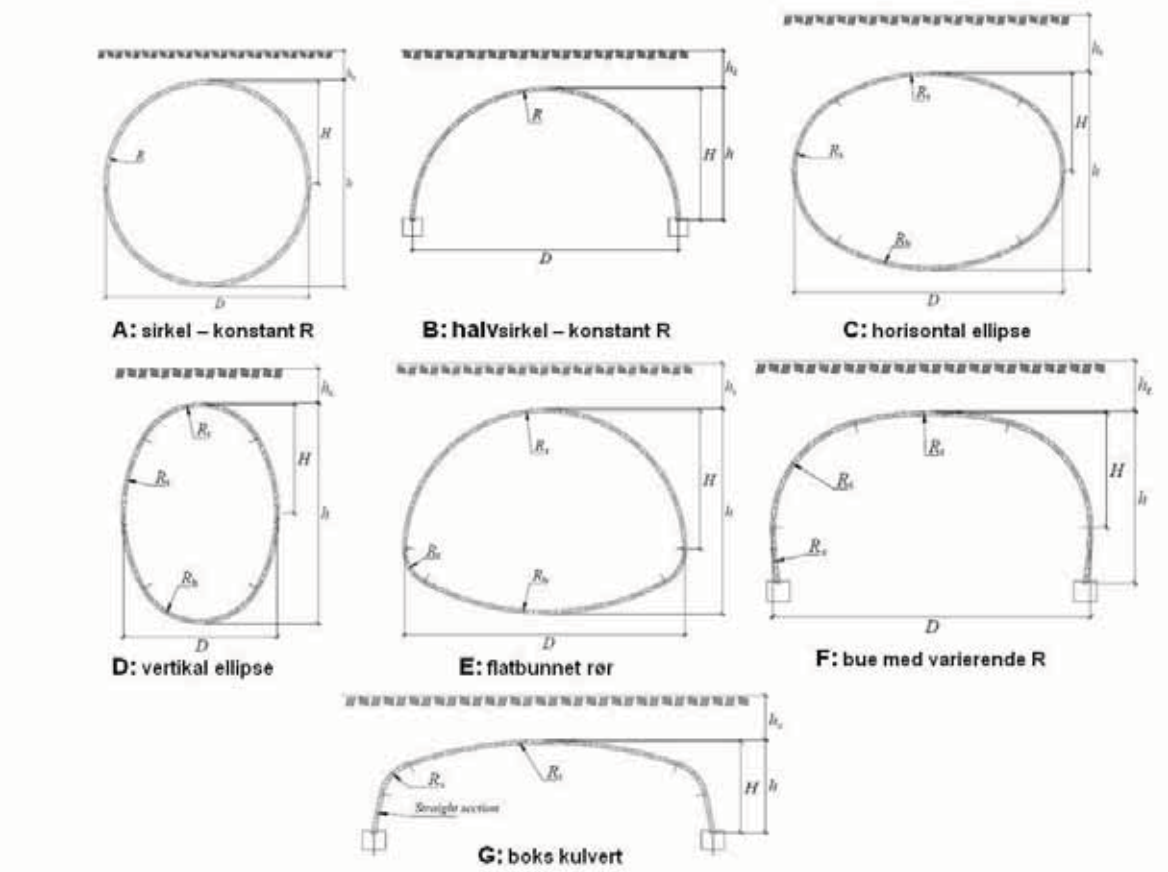
12.3.2 Dimensjoneringsgrunnlag – begrensninger

12.3.2.1 Tverrsnittsformer

Alle tverrsnittsformer, A til G, i henhold til. ”Dimensjoneringsmetoden” (Ref. 15) kan anvendes med de begrensningene som er beskrevet der, se Figur 12. 8.

Varmforsinkede stålrør med tverrsnittsformene A, C, D og E er ikke tillatt brukt som vanngjennomløp jfr. håndbok 185 ”Bruprosjektering” Kap. 6.7.3. Det kan imidlertid tillates

med tverrsnittsformene B, F og G, dersom det da bare sporadisk kommer i kontakt med gjennomløpsvannet.



Figur 12. 8 Skisser av ulike tverrsnittsformer

12.3.2.2 Tverrsnittsdata for korrugeringsprofiler

Korrugerte stålplater brukt til samvirkekonstruksjoner mellom jord og stål er vanligvis av størrelse 150 x 50 mm og 200 x 55 mm, og tykkelsen på stålplatene er fra 4 til 8 mm. Ved større spennvidder kan stålplater med dypere korrugering være nødvendig, f.eks SuperCor med korrugering 380 x 140 mm.

Figur 12. 9 angir tverrsnittsdata for noen utvalgte platetykkelser med korrugering 200 x 55 mm og 380 x 140 mm.

Utvalg av tverrsnittsdata for korrugeringsprofil 200 x 55 mm.

Platetykkelse t [mm]	Tverrsnitt A [mm^2/mm]	Treghets-moment I [mm^4/mm]	Motstands-moment W [mm^3/mm]	Plastisk motstands-moment Z [mm^3/mm]	Z/W [-]
4,00	4,73	1811	61,4	83,3	1,36
5,00	5,92	2273	75,8	104,5	1,38
6,00	7,10	2739	89,9	125,8	1,40
7,00	8,29	3208	103,5	147,3	1,42

Utvalg av tverrsnittsdata for korrugeringsprofil 380 x 140 mm.

Platetykkelse t [mm]	Tverrsnitt A [mm^2/mm]	Treghets-moment I [mm^4/mm]	Motstands-moment W [mm^3/mm]	Plastisk motstands-moment Z [mm^3/mm]	Z/W [-]
4,00	5,17	12035	167,2	221,8	1,33
5,00	6,47	15081	208,0	277,7	1,33
6,00	7,77	18141	248,5	333,8	1,34
7,00	9,07	21217	288,7	390,2	1,35

Figur 12. 9 Utvalg av tverrsnittsdata for ulke korrugeringer

12.3.2.3 Stålplater

Stålplater skal bestå av S235J2 eller bedre kvalitet, og skal være egnet for varmforsinkning. Stålsort skal tilfredsstille krav gitt i håndbok 026 ”Prosesskode -2”, prosess 85.11 (Ref. 2).

Boltekvalitet skal være enten klasse 8.8 eller 10.9, og de skal være varmforsinket. Det henvises for øvrig til krav gitt i håndbok 026 ”Prosesskode -2”, prosess 85.13.

Plategodstykkelsen skal ikke være mindre enn 4,0 mm. I tillegg kommer korrosjonsmonn, se kapittel 12.3.2.4 under.

Det gis ikke anledning til å bruke ulike platetykkelser ved bruk av dimensjoneringsmetoden.

12.3.2.4 Korrosjon

Ved dimensjonering av permanente konstruksjoner, levetid mer enn 2 år, må konstruksjonen dimensjoneres for korrosjon i bruddgrensetilstand. For beregning av tillegg i korrosjonsmonn er dette avhengig av korrosjonshastighet i ulike korrosive miljøer. Retningslinjer for vurdering av nødvendig korrosjonsmonn for stålet er vist i tabell Figur 12. 10 hentet fra Design Manual for Raods and Bridges (Ref. 19). Etterfølgende tabell Figur 12. 11 er en forenklet utgave av retningslinjer gitt i samme dokument (Ref. 19).

Forutsatt levetid	Ensidig korrosjon		Tosidig korrosjon	
	Ikke aggressivt miljø	Aggressivt miljø	Ikke aggressivt miljø	Aggressivt miljø
t i år	T i mm	T i mm	T i mm	T i mm
50	0,31	0,91	0,6	1,8
100	0,49	1,59	1,0	3,2
150	0,65	2,20	1,3	4,4

Figur 12. 10 Forventet korrosjon av stål med beskyttende belegg avhengig av aggressivitet i omkringliggende miljø

For vurdering av aggressivitet i miljøet vises det til tabell Figur 12. 11.

Egenskap	Vurderingsgrunnlag	Poeng p
Jordart	Prosentandel < 63 µm ≤ 10 %	+ 1
	Prosentandel < 63 µm > 10 ≤ 20%	0
	Prosentandel < 63 µm > 20 %	- 1
Resistivitet (ohm cm)	≥ 10.000	+ 2
	< 10.000 men ≥ 3.000	+ 1
	< 3.000 men ≥ 1.000	- 1
	< 1.000 men ≥ 100	- 3
	< 100	- 4
Surhetsgrad	6 ≤ pH ≤ 9	0
	5 ≤ pH < 6	- 2
	pH < 5 eller pH > 9	-4

Figur 12. 11 Grunnlag for vurdering av aggressivitet

Poengene summeres Σ p og grad av aggressivitet vurderes ut fra Figur 12. 12.

Sum poeng Σ p	Grad av aggressivitet
Σ p ≥ 0	Ikke aggressiv
– 1 < Σ p < - 4	Aggressiv
Σ p < - 5	Meget aggressiv *

* Krever spesiell vurdering

Figur 12. 12 Inndeling i aggressivitetsklasser

Konstruksjoner med samvirke mellom stål og jord skal overflatebehandles. Overflate-behandlingen kan enten bestå av 1) ett-sjikt system med metallisk korrosjonsbeskyttelse av typen varmforsinking, eller 2) kombinert korrosjonsbeskyttelsessystem som består av metallisk korrosjonsbeskyttelse av typen varmforsinkning og maling.

1) ett-sjikt system med varmforsinkning som metallisk korrosjonsbeskyttelse skal minimum ha beleggtykkelse klasse A (Fe/Zn 85) som angitt i tabell 85.342-1 i håndbok 026 ”Prosesskode -2”, prosess 85.342 (Ref. 2). Eventuelt høyere krav til beleggstykkelse (Klasse B, Fe/Zn 115) avhengig av vegmiljø er spesifisert nedenfor.

2) kombinert korrosjonsbeskyttelsessytem som består av varmforsinking som metallisk korrosjonsbeskyttelse skal ha minimum beleggtykkelse klasse A (Fe/Zn 85) som angitt i 85.342-1 i håndbok 026, prosess 85.342, og maling som angitt i prosess 85.35. Ved kombinert korrosjonsbeskyttelsessystem skal malingens beleggstykkelse bestående av ett lag primer, ett lag epoksymastik og ett lag polyuretan/polyuretan-akryl, kfr. Prossessene 85.351-85.353. malingens totale beleggtykkelse skal ikke være mindre enn 300 μm.

   Før påføring av maling skal det foretas avfetting, høytrykkspyling og blåserensing. Varmforsinket overflate skal blåserenses til overflate "fin" ihht. NS-EN ISO 8503-2 G segment 3. Etter blåserensing skal tykkelsen av varmforsinket overflate tilfredstille Klasse A (Eventuelt høyere klasse hvis spesifisert) i HB026 85.342.Vedheft mellom maling og varmforsinking og mellom de forskjellige malingslagene skal ikke være mindre enn 4,0 MPa.

Det må påses at egnet stålsort for varmforsinking benyttes. Måling av sinkbeleggets tykkelse skal utføres av produsent i henhold til NS-EN ISO 2178:1995. Måleprotokoll skal følge leveransen.

Mulig korrosjonshastighet for sinkbelegget kan vurderes ut fra tabell Figur 12. 13 og Figur 12. 12.

Korrosjon av sinkbelegg	Forventet korrosjon
Ikke aggressivt miljø	4 μm/år
Aggressivt miljø	14 μm/år

Figur 12. 13 Mulig korrosjonshastighet for sinkbelegg

Prøving av vedheft mellom varmforsinking og maling skal utføres som angitt i NS-EN ISO 4624:2003. Seks prøver skal utføres. Resultatet bestemmes som middelverdien av disse prøvene. Måleprotokoll skal følge leveransen.

For konstruksjoner med samvirke mellom stål og jord med overliggende veg som saltes, skal det benyttes kombinert korrosjonsbeskyttelsessystem på yttersiden i hele omkretsen i minst 1,0 m inn fra platekantene. Tykkelsen av varmforsinkningsbelegget skal være klasse A (Fe/Zn 85).

For konstruksjoner med samvirke mellom stål og jord som benyttes for gjennomkjøring på veg som saltes, skal det benyttes kombinert korrosjonsbeskyttelsessystem på yttersiden i hele omkretsen i minst 1,0 m avstand inn fra platekanten og på hele innersiden i hele omkretsen. Tykkelsen av varmforsinkningsbelegget skal være klasse A (Fe/Zn 85)

For konstruksjoner med samvirke mellom stål og jord som benyttes som vanngjennomløp, se kapittel 12.3.2.1 for hvilke tverrsnittsformer som er tillatt brukt som vanngjennomløp, skal det benyttes varmforsinking som metallisk korrosjonsbeskyttelse. Tykkelsen av varmforsinkingen skal være klasse B (Fe/Zn 115).

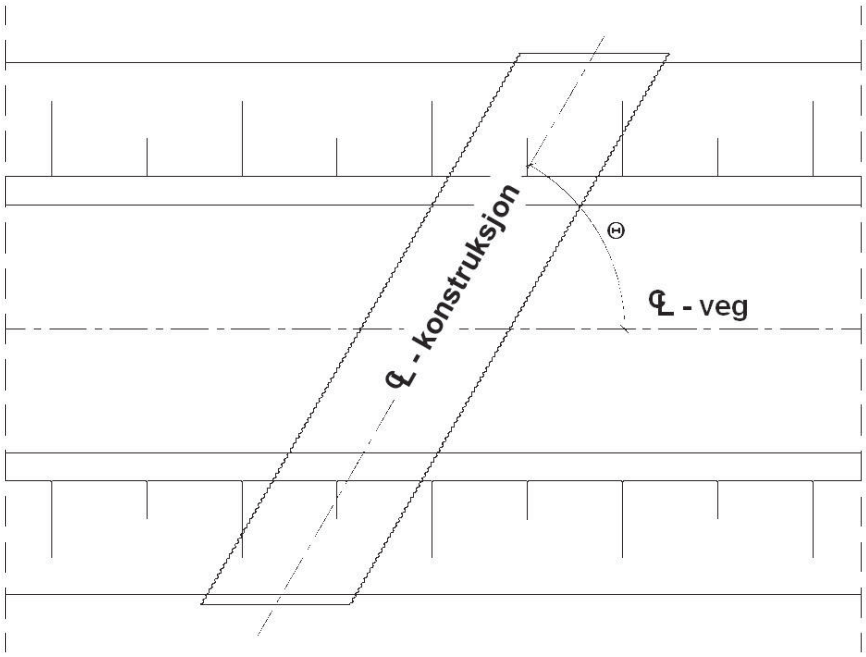
Etter montering skal det foretas en visuell inspeksjon for å undersøke at varmforsinkingen ikke er skadet ved skrueforbindelsene. Skader skal utbedres ved hjelp av termisk sprøyting med Zn 85 og Al 15 til en sjikttykkelse som skal være 30 μm tykkere enn lokalt sjikt som angitt i tabell 85.342-1, klasse B i håndbok 026, prosess 85.342 (NS-EN ISO 2063:2005).

12.3.2.5 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. For øvrig henvises det til håndbok 016, kapittel 1 (Ref. 5). Grunnforholdene skal kartlegges slik at det også gir grunnlag for å vurdere mulig forskjell i setningsutvikling mellom kulverten og tilstøtende fyllinger.

12.3.2.6 Skjæringsvinkel

Bruk av fleksible rør under vei tillattes når skjæringsvinkel mellom senter veg og senter rør er $\Theta \geq 60°$, se Figur 12. 14 under.



Figur 12. 14 Skjæringsvinkel Θ mellom veg og konstruksjon

12.3.2.7 Krav til overdekningshøyde

Ved bruk av dimensjoneringsmetoden skal minste tillatte overdekningshøyde h_c for grunn korrugering (150 x 50 og 200 x 55 mm) være den største verdien av:

$$\left\{0{,}6m,\quad \frac{D}{6}\cdot\left[\frac{D}{H}\right]^{0.5}\ eller\quad 04\cdot\left[\frac{D}{H}\right]^{2}\right\}$$ hvor D og H er som vist på Figur 12. 8.

Hvis det skal brukes mindre overdekningshøyde, kreves det utvidede beregninger, f.eks beregninger med elementmetoder, for å kunne påvise at kapasiteten til konstruksjonen er ivaretatt. For kontroll vedrørende utmatting se kapittel12.3.2.18.

For dyp korrugering (380 x 140 mm) skal minste tillatte overdekningshøyde være den minste verdien av:

$$\left\{1{,}5m,\quad \frac{D}{6}\cdot\left[\frac{D}{H}\right]^{0.5}\ eller\quad 0{,}4\cdot\left[\frac{D}{H}\right]^{2}\right\}$$

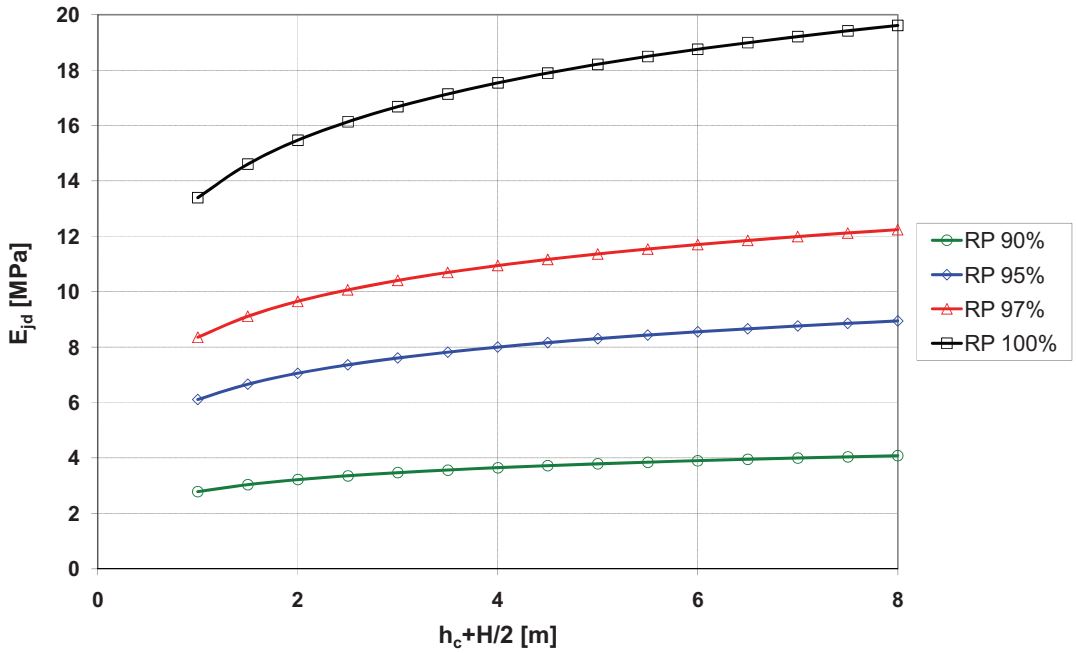
Mindre overdekning kan derimot godtas, for eksempel ved forsterkning av kronen med ribber, dobbel korrugering, jordarmering el. Slik forsterkning er ikke støttet av dimensjoneringsmetoden, og det må i hvert enkelt tilfelle kunne påvises at kapasiteten til konstruksjonen er ivaretatt med et egnet analyseverktøy (se kapittel 12.4.8).

12.3.2.8 Omfyllingsmasser

Ved bestemmelse av jordens tangentmodul for bruk i dimensjoneringsmetoden henvises det til Metode A i dimensjoneringsmetodens Bilag B. Det gis anledning til bruk av knuste masser rundt konstruksjonen under forutsetning av at beskyttende tiltak utføres. Det vises til kapittel 12.4.3.

Figur 12. 15 viser tangentmodul for ulik overdekningshøyde ved forskjellige pakningsgrader bestemt ved Standard Proctor. Sikkerhetsfaktoren $\gamma_n = 1.1$. Angitte verdier for RP i figuren tilsvarer Standard Proctor.

Av hensyn til korrosjonsforhold skal det benyttes ikke aggressive materialer som omfyllingsmasser, se kapitel 12.3.2.4.



Figur 12. 15 Tangentmodul for ulike overdekningshøyder og pakningsgrad

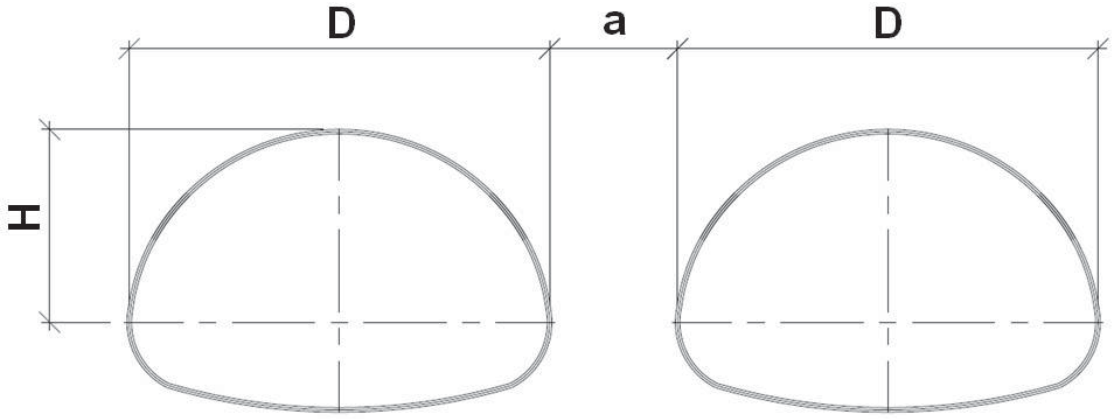
12-3.2.9 Minimum avstand mellom to eller flere parallelle korrugerte rør

Ved samvirke konstruksjoner som består av to eller flere parallelle korrugerte rør skal minimum avstanden, *a*, mellom parallelle rør av type A, C, D og E, se Figur 12. 16, være den største verdien av *a* avhengig av *D* som vist nedenfor

$D \le 3{,}0\,m;\quad a \ge 1{,}0\,m$

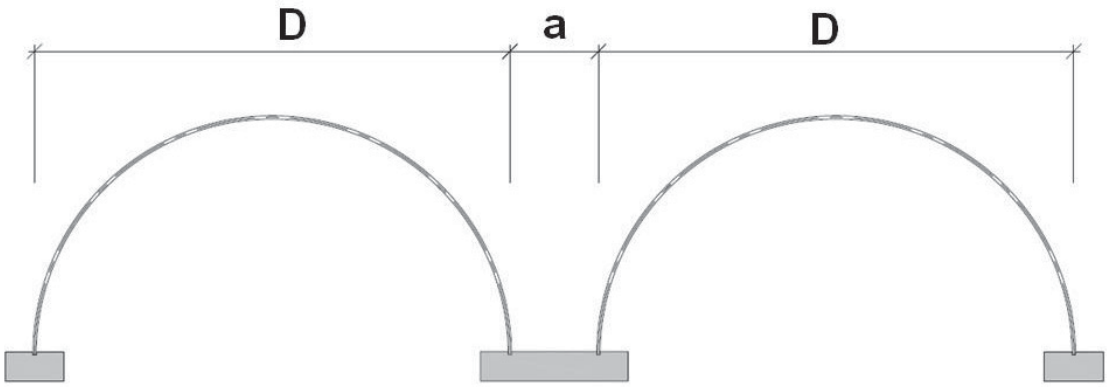
$3{,}0\,m < D \le 9{,}0\,m; a = D/3$

$9{,}0\,m < D;\quad a \ge 3{,}0\,m$



Figur 12. 16 Minimum avstand mellom samvirkekonstruksjoner med flere korrugerte rør som gjelder for samvirkekonstruksjoner bestående av rør av typen A, C, D og E.

For parallelle rør av type B, F og G, se Figur 12. 17, og under forutsetning at det kan påvises at fundamenter har den nødvendige kapasitet, kan det godtas en minimum avstand a ≥ 0,6 m.



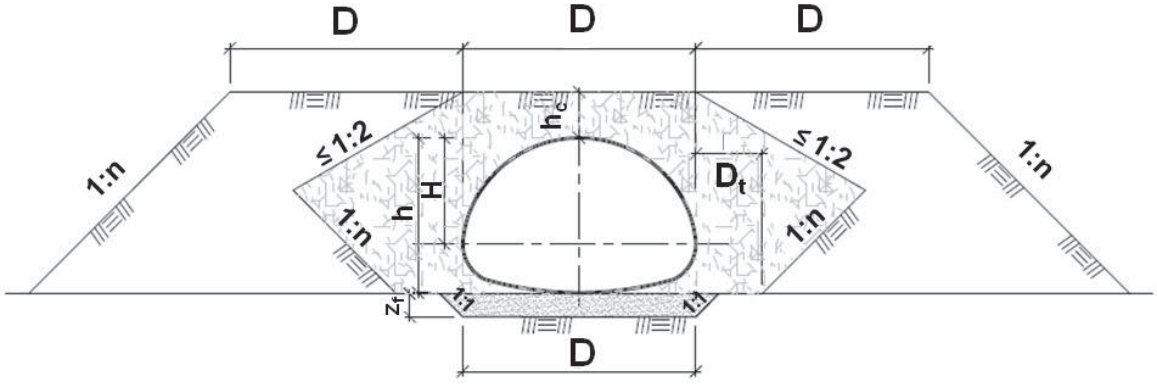
Figur 12. 17 Minimum avstand mellom samvirkekonstruksjoner med flere korrugerte rør som gjelder for samvirkekonstruksjoner bestående av rør av typen B, F og G.

Minimum avstanden mellom to eller flere parallelle korrugerte rør kan også begrenses av hvilken type komprimeringsmaskiner som skal anvendes. Det er i denne sammenheng viktig at omfylling og komprimering utføres nøyaktig og i samsvar med krav til pakningsgrad da mangelfull støtte fra omfyllingsmassene kan føre til problemer for naborør (se kapittel 12.4.3).

Lette masser benyttes vanligvis ikke til omfylling og i tilfelle må det foretas en spesiell vurdering av nødvendig avstand.

12.3.2.10 Krav til omfyllingsområde og utbredelse av sidefylling

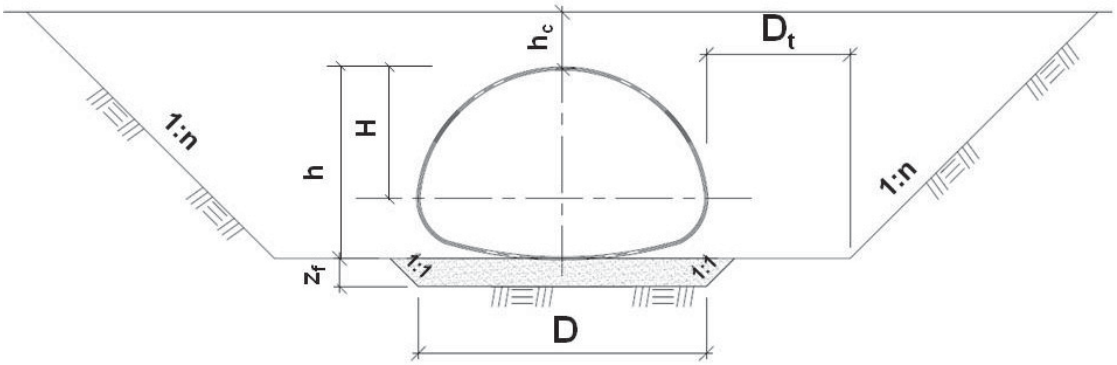
Ved samvirkekonstruksjon utført i fylling skal minste utstrekning av sidefylling være D. I omfyllingsområdet merket med skravur, skal D_t, målt normalt på konstruksjonen være den minste av 5.0 m eller D/2, men ikke mindre enn H, se prinsipp Figur 12. 18, og Figur 12. 8 for måleregler for andre tverrsnittsformer. Fyllingens helninger, både i ytterkant og innerkant, er avhengig av tilbakefyllingsmaterialer, men skal ikke være brattere enn 1:1.5. Ved bruk av støttemur (gabioner, tørrmur el.) kan helningsvinkelen reduseres i henhold til krav angitt i kapittel 9. Under konstruksjonen skal tilbakefyllingsmassene være ikke telefarlige til en angitt frostdybde, z_f, i henhold til kapittel 13.



Figur 12. 18 Krav til omfylling rundt rørkonstruksjon i fylling

Ved utførelse av samvirkekonstruksjon i grøft eller ”cut-and-cover” hvor de stedlige massene er like gode eller bedre enn de tilførte massene skal utstrekning av tilbakefyllingsområdet, D_t, rundt konstruksjonen være den minste av 2.0 m eller H/2. Helningsvinkel for utgravning er avhengig av de stedlige massene, men skal ikke være brattere enn 1:1.5. Generelt skal tilbakefyllingsmassene under konstruksjonen være ikke telefarlige til en angitt frostdybde, z_f, i henhold til. kapittel 13.

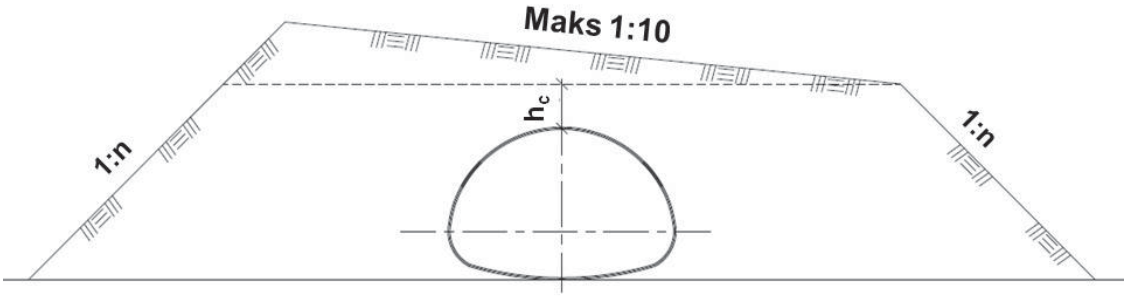
Ved utførelse av samvirkekonstruksjon i grøft eller "cut-and-cover" hvor de stedlige massene er dårligere enn de tilførte massene skal utstrekning av tilbakefyllingsområdet D_t være den minste av 5.0 m eller D/2, men ikke mindre enn H, se prinsipp Figur 12. 19, og Figur 12. 8 for måleregler for andre tverrsnittsformer. Helningsvinkel for utgravning er avhengig av de stedlige massene, men skal ikke være brattere enn 1:1.5. Under konstruksjonen skal tilbakefyllingsmassene være ikke telefarlige til en angitt frostdybde, z_f, i henhold til kapittel 13.



Figur 12. 19 Krav til omfylling av rørkonstruksjon i grøft

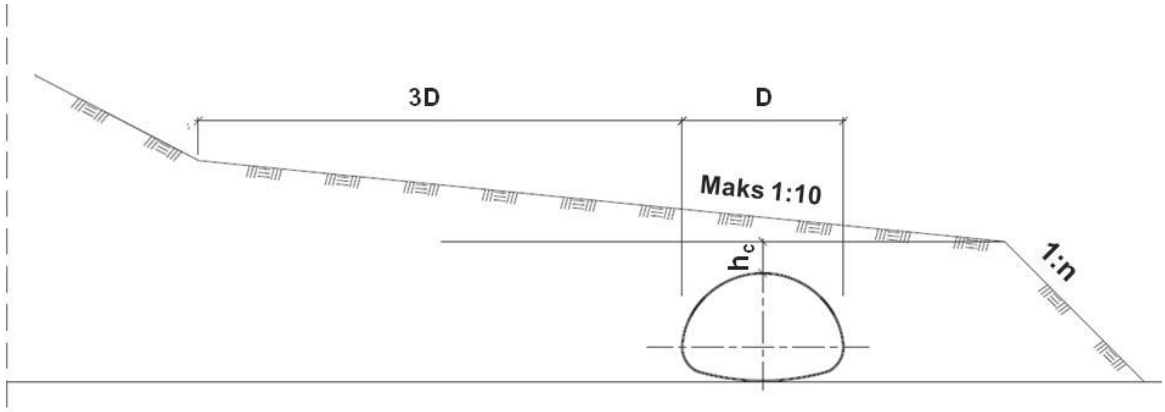
12.3.2.11 Krav til langs- og tversgående helning over samvirkekonstruksjon

Dimensjoneringsmetoden kan anvendes ved langs- og tversgående helning over samvirkekonstruksjonen som er mindre eller lik 10%, henholdsvis over total lengde og bredde. Se Figur 12. 20.



Figur 12. 20 Største tillatte helning på terreng over rørkonstruksjon

Ved anvendelse som skredoverbygg kan helning i tverretning økes 3·D fra konstruksjonen. Se Figur 12. 21



Figur 12. 21 Krav til avstand fra rørkonstruksjon til brattere terrenghelning

12.3.2.12 Fundamenter

Hvis valgt tverrsnittsform er av type B, F eller G i henhold til. kapittel 1.2.3 i dimensjoneringsmetoden som krever fundamenter, skal fundamentene utføres i betong. Betongfundamenter skal dimensjoneres i henhold til håndbok 185 "Bruprosjektering" kapittel 5.2 (Ref. 4).

Bæreevnen til fundamentene må beregnes i henhold til kapittel 6. Eventuelle opptredende setninger under fundamentene må beregnes i henhold til kapittel 7.

Det tillates ikke bruk av fundamenter utført i stål.

12.3.2.13 Setninger

Ved bruk av tverrsnittsprofilene A, C, D og E som angitt i dimensjoneringsmetoden skal setninger vurderes i hvert enkelt tilfelle med henblikk på eventuell kompensering av forventet setning. Det henvises til kapittel 7 for setningsberegninger.

Dersom fyllingene inntil kulverten beregningsmessig vil få større setninger (> 0,05 m) enn kulverten, skal det tas hensyn til negativ hvelvvirkning eller treffes tiltak for å unngå eller redusere setningene i tilstrekkelig grad. Slike tiltak kan være forbelastning, masseutskifting, grunnforsterkning, lette masser eller kombinasjoner av disse. Se Håndbok 274 for nærmere beskrivelse av metodene (Ref. 3)

12.3.2.14 Material- og Lastfaktorer

For omfyllingsmateriale skal partialfaktorer i henhold til kapittel 0 benyttes.

For de lastbærende konstruksjonsdelene (stål og betong) skal partialfaktorer for materialfasthet angitt i håndbok 185 "Bruprosjektering" benyttes (Ref. 4).

For laster som konstruksjoner utsettes for skal partialfaktorer for last angitt i håndbok 185 "Bruprosjektering" benyttes.

12.3.2.15 Trafikklaster på samvirkekonstruksjoner av jord og stål

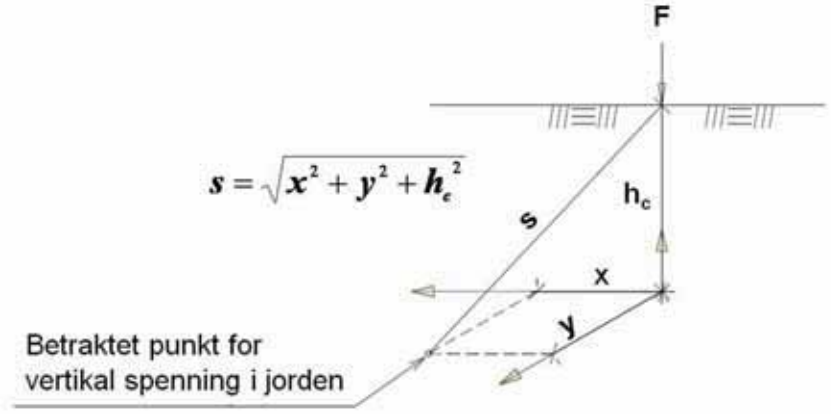
Trafikklaster for brukonstruksjoner er gitt i håndbok 185 "Bruprosjektering" (Ref. 4).

Trafikklastenes lastvirkning på samvirkekonstruksjonen ved nivået til kronen beregnes ifølge Boussinesq, der lastfordelingen av punktlast P kan evalueres ved hjelp av utrykket

$$\sigma_v = \frac{3 \cdot F \cdot h_c^3}{2\pi \cdot s^5}$$

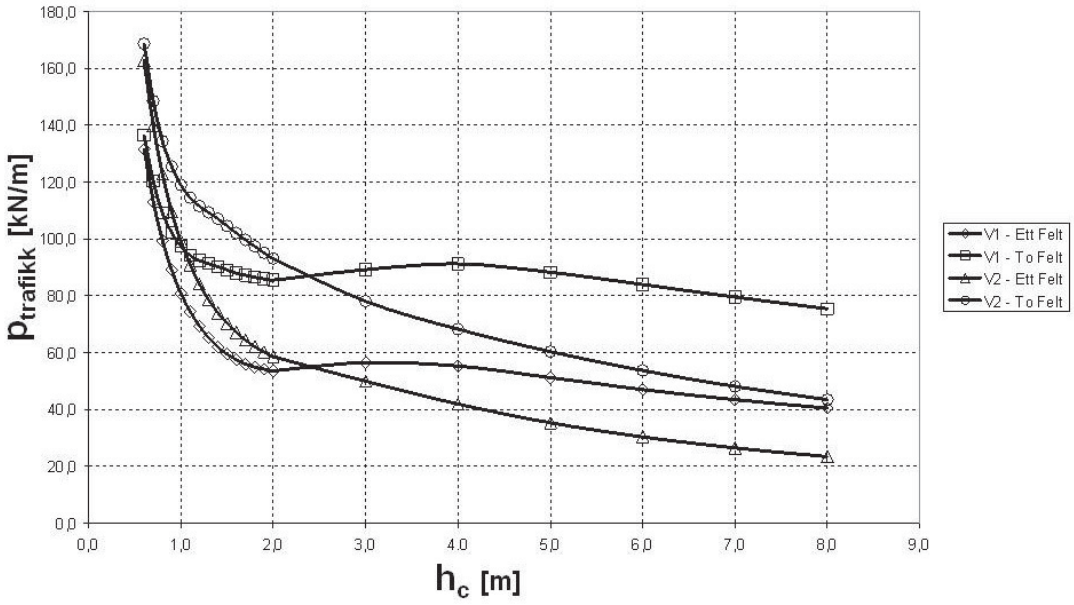
Der F er punktlasten, h_c er overdekningshøyden og s er avstanden fra angrepspunktet til lasten og punktet hvor det vertikale trykket beregnes, se Figur 12. 22. Det vertikale trykket utrykkes som en ekvivalent linjelast vha følgende utrykk

$$p_{trafikk} = \frac{\sigma_v \cdot \pi \cdot h_c}{2}$$



Figur 12. 22 Lastfordeling av punktlast etter Boussinesq

Figur 12. 23 viser beregninger av ekvivalent linjelast uten partialfaktor for lastvirkning fra trafikklast for lasttype V1 med ett og to kjørefelt og trafikklast for lasttype V2 med ett og to kjørefelt i forhold til overdekningshøyde.



Figur 12. 23 Beregnet ekvivalent linjelast fortrafikklast for lasttype V1 og V2

12.3.2.16 Nyttelaster i byggefase

Hvis der er nødvendig med overfart av anleggsmaskinger i byggefasen skal dette ikke forekomme før konstruksjonen er omfylt til minimumshøyden som angitt i kap. 12.3.2.4. Nødvendige beregninger for nyttelaster i byggefase skal utføres og vedlegges for prosjekteringskontroll.

12.3.2.17 Snøskredlaster

Inntil håndbok 100-16 skredoverbygg er oppdatert brukes snølaster, vertikal og friksjonskraft, i henhold til kapittel 161.2 og 161.3 i håndbok 100-16.

Hvor samvirkekonstruksjon mellom jord og stål er lagt til grunn som skredoverbygg skal det i hvert enkelt tilfelle konfereres med skredekspertisen i skred- og geoteknikkseksjonen i Vegdirektoratet for å avgjøre om disse lastene kan anses å være på sikker side.

12.3.2.18 Utmatting

For samvirkekonstruksjoner med spennvidde $D \leq 6.0$ m og med overfyllingshøyde $h_c \geq 1.0$ m kan det vurderes ikke å foreta beregning for utmatting. For alle andre tilfeller skal utmattingsberegninger foretas.

12.4 UTFØRELSE

12.4.1 Klargjøring av fundament

Eventuell dårlig grunn i topplaget under fundamentet må masseutskiftes og erstattes med sand eller grus.

Avhengig av om det er en bue eller et lukket tverrsnitt, må det klargjøres for støping av langsgående betongfundamenter eller montering av bunnplater. Byggegropa må være tørrlagt og det må eventuelt legges drenering.

Ved montering av bunnplater med radius større enn 4 m (horisontal ellipse, flatbunnet rør) skal fundamentet på forhånd formes etter radien på bunnplatene, se Figur 12. 24. Dette kan gjøres ved å bruke en mal med samme radius som bunnplatene.

Figur 12. 24 Preformet fundament med mal.

Bredden på det preformede fundamentet skal være min. 3 m eller halve bunnradien, den største av disse.

De øvre 300 mm av fundamentet som er i direkte kontakt med stålplatene, skal bestå av 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.

12.4.2 Montering av stålplatene

Monteringsbeskrivelse fra leverandør skal normalt følges.

Platene blir montert sammen med 20 mm diameter bolter i hull med 25 mm diameter. Dette gir fleksibilitet i stålplatene under montering. Boltene blir vanligvis levert i to lengder. De korteste for sammenbolting 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 bolter pr. korrugering (pr. m).

Boltene blir skrudd til med trykkluftdrevne muttertrekkere.

Boltene skal trekkes til min moment 200 Nm og max 340 Nm.

Etter montering og før tilbakefylling skal en viss prosentandel av boltene kontrolleres at de har det foreskrevne moment:

a) Radielle skjøter: 5 % av boltene
b) Langsgående skjøter: 5 % av boltene

90 % av de kontrollerte boltene skal ligge innenfor de angitte verdier (mellom 200 og 340 Nm).

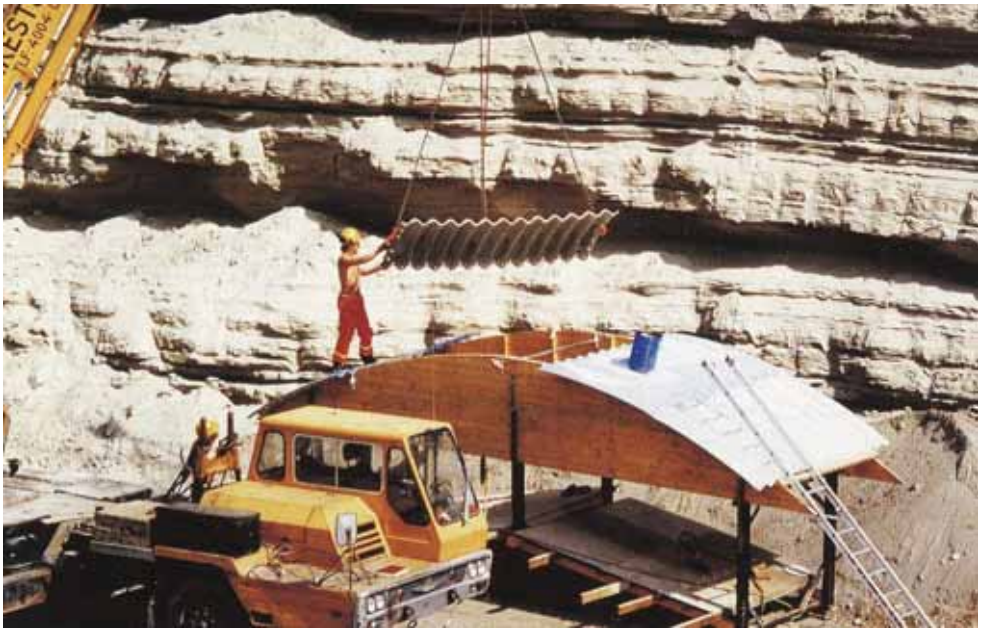
Det er flere måter å montere sammen stålplatene. Platene kan monteres plate for plate, eller platene kan formonteres flere stykker, f.eks. bunnplater, sideplater og topplater, som etter formontering heises på plass.

Platene kan også monteres sammen i hele ringer og skrus sammen.

Fullstendig sammenmontering av rør kan også utføres 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. Hovedfordelene med denne metoden er at den tillater parallelt arbeid flere steder på anleggsstedet, f.eks. kan preparering av fundamentet foregå samtidig med formontering av platene.

Figur 12. 25 Formonterte plater heises på plass.



Figur 12. 26 Mal til formontering av plater.

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 topplatene falle på plass uten at en trenger å bruke makt for å holde sideplatene i stilling.

12.4.3 Omfyllling

Omfyllingsmasser skal bestå av ikke aggressive materialer, se kapittel 12.3.2.4.

Krav til bredde av omfyllingsmasser er gitt i kapittel 12.3.2.10. Omfyllingsmasser må brukes i en spesifisert sone rundt konstruksjonen, se Figur 12. 18 og Figur 12. 19.

Omfyllingsmasser legges ut lagvis i maksimalt 250 mm lagtykkelse før komprimering. Hvert lag komprimeres til den foreskrevne komprimeringsgrad før neste lag legges ut. Forskjellen i tilbakefyllingsnivået på hver side av kulverten skal ikke overstige 250 mm (ett lag).

Tillatt maksimal steinstørrelse er 2/3 av lagtykkelsen. Kun masser i gruppe B (knuste materialer), gruppe C (grus) og gruppe D (sand) tillates brukt i omfylling. Inndeling av masser er i henhold til Figur 12. 27. For krav til komprimering se Figur 12. 28. og Figur 12. 29.

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	Anvendelse må vurderes spesielt
F	Leire	Tørrskorpeleire eller fast plastisk leire. Anvendelse må vurderes spesielt
G	Lette masser	For eks. lettklinker, lettbetongbrudd, skumglass

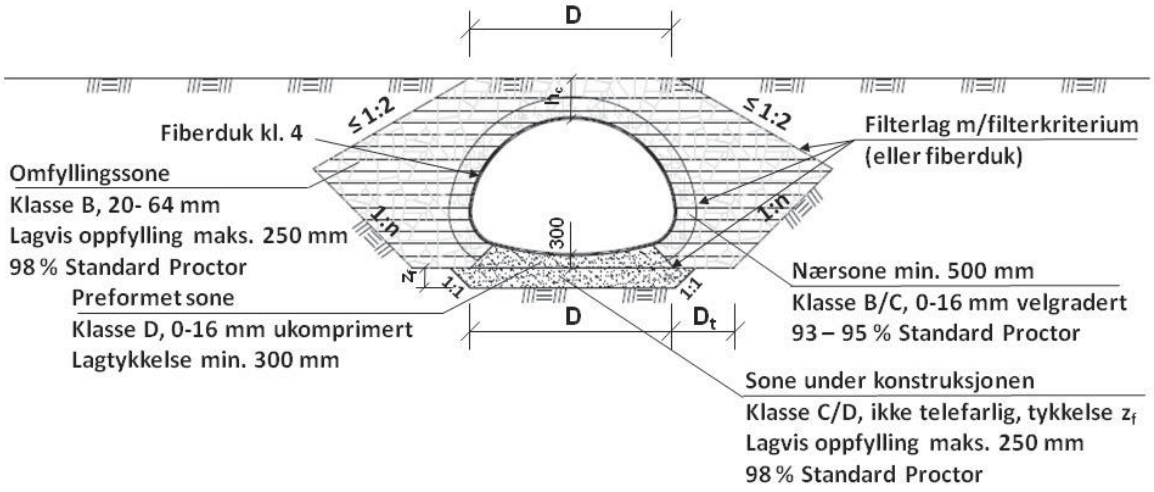
Figur 12. 27 Gruppeinndeling av omfyllingsmasser

Masser i gruppe G (lette masser) kan kun brukes etter en særskilt vurdering.

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 ton	0,25	6
C/D	Vibrerende plate	200 – 500 kg	0,25	6
	Vibrerende vals	10 – 15 ton	0,25	6

Figur 12. 28 Krav til komprimering

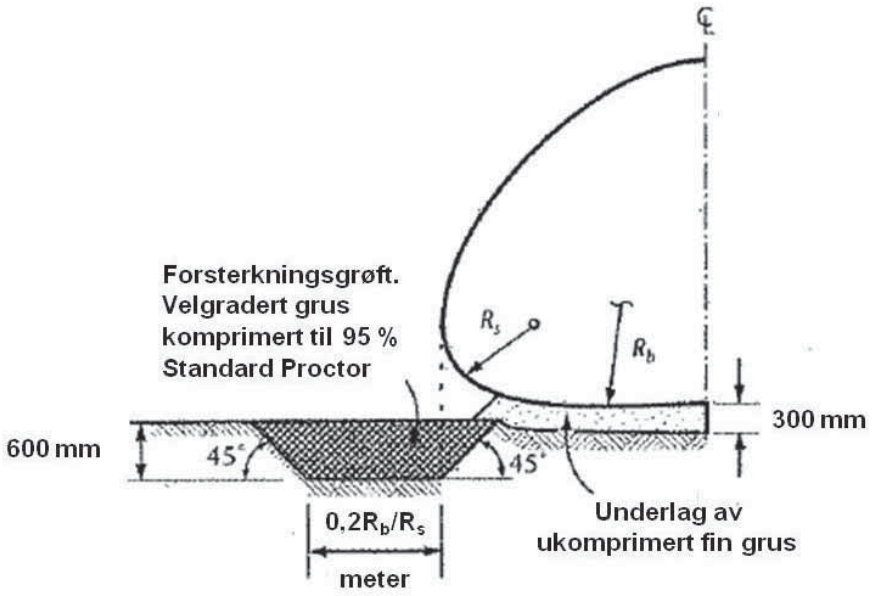
Ved bruk av materialer med ulike kornstørrelser i jordvolumet som omslutter stålkonstruksjonen skal materialene tilfredsstille filterkriteriet eller det brukes filterlag. Filterlag og plastring for beskyttelse mot erosjon skal være i samsvar med Håndbok 018 "Vegbygging" (Ref. 1)og Håndbok 274 "Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger" (Ref. 3). Prinsippskisse med omfyllingssoner, materialtyper (kornstørrelse) og filterlag, lagtykkelser og komprimeringsgrad er oppsummert i Figur 12. 29.



Figur 12. 29 Krav til omfyllingssoner, materialer og komprimeringsgrad

For flatbunnede rør er det viktig å sikre god komprimering og støtte i områdene med små radier. Avhengig av grunnforholdene kan det være nødvendig å grave ut en forstrekningsgrøft som tilbakefylles med egnede masser og som komprimeres godt, se illustrasjon Figur 12. 30..

For å unngå skader på beskyttende belegg (sink og maling) under tilbakefylling og komprimering, bør det legges en fiberduk klasse 4 eller høyere direkte mot konstruksjonen før tilbakefylling foretas.



Figur 12. 30 Utskifting og forsterkning av stedlige masser ved flatbunnet rør

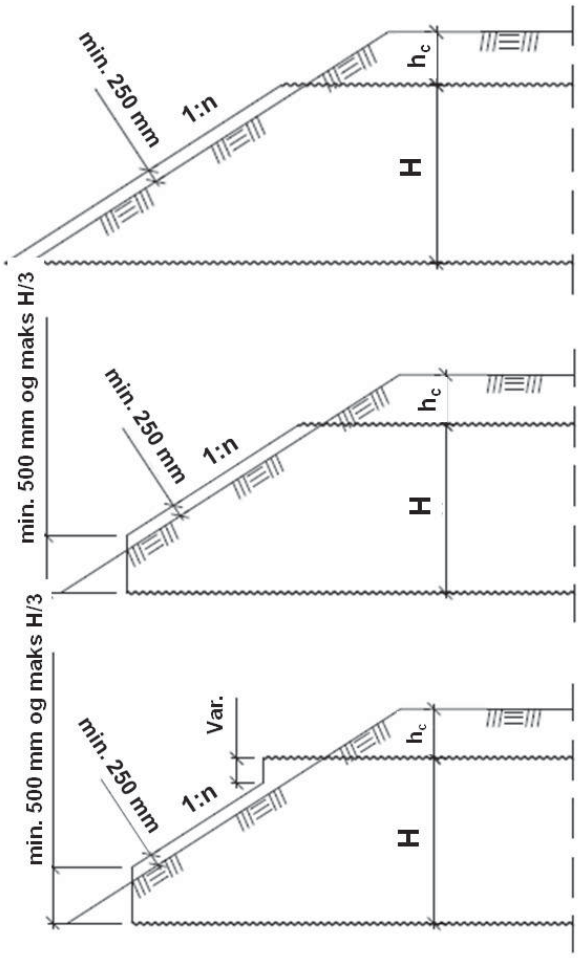
12.4.4 Måling av deformasjoner under omfylling

En rekke forskjellige teknikker kan brukes for å kontrollere deformasjoner og form på stålhvelvet etter montering. Av disse kan nevnes: 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 evt. sideveis bevegelse.

Variasjon i dimensjonene før og etter tilbakefylling skal ikke overstige 2 % av spennet eller høyden (den som er størst). Generelt skal det utføres målinger for hvert lag med tilbakefyllingsmasser.

12.4.5 Endeavslutninger



Figur 12. 31 Krav til endeavslutning for rørkonstruksjoner

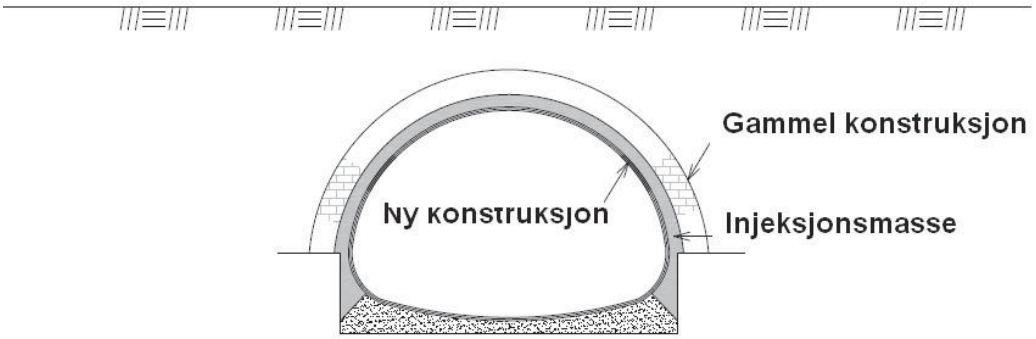
Skrå endeavslutninger kan benyttes. Figur 12. 31 viser 3 typiske endeavslutninger som normalt kan brukes. Skrå endeavslutning skal ha en helning (1:n) som ikke er slakere enn 1:3, men ikke brattere enn 1:1.5. Endeavslutningene skal stikke minimum 250 mm utenfor omfyllingsmassene
Ved bruk av samvirkekonstruksjoner for veg og gangtrafikk skal konstruksjonens endeavslutninger ha krage av betong.

12.4.6 Andre hensyn

Ved viltkryssing må plassering og utforming være av slik art at den ikke blir en barriere. Hvis bruksområdet er gang- og sykkelvegundergang eller viltkrysningsundergang skal muttere være på utsiden. Dette gjelder ikke for den delen av røret som er under marknivå. For viltkrysningsundergang skal det utformes en portal i hver ende. Hvis bruksområdet er viltkrysningsovergang, henvises det for øvrig til gjeldende bruksområde for undergangen. For øvrig henvises det til håndbok 242, ”Veger og dyreliv”.

12.4.7 Utbedring av eldre konstruksjoner

Korrugerte stålrør har vært brukt til utbedring av gamle betongbruer og betongkulverter. Metoden går ut på å montere et korrugert stålrør innvendig i en gammel betongkulvert eller kulvert av naturstein og injisere i mellom gammel og ny konstruksjon (sliplining). Eksempel på bruk av metoden er vist i Ref. 23.



Figur 12. 32 Utbedring av gammel konstruksjon med nytt innvendig stålrør, prinsipp

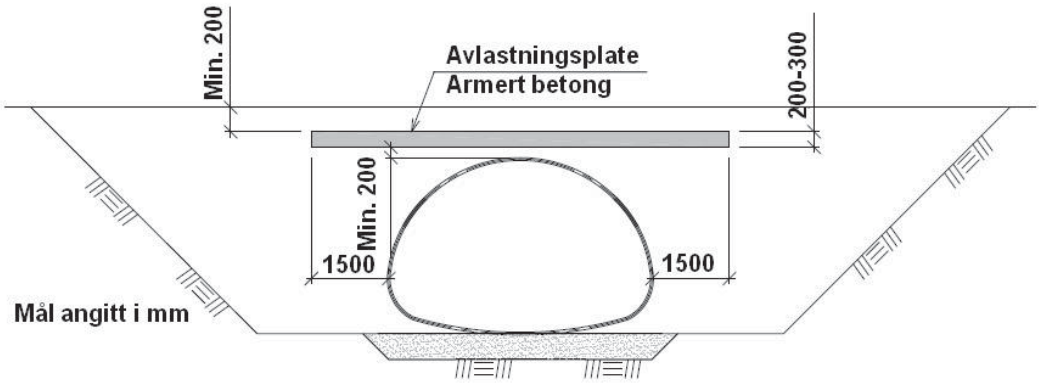
12.4.8 Reduksjon av minimum overdekning

I noen spesielle tilfelle kan det være ønskelig å redusere den minste tillatte overdekningshøyden. Dette kan gjøres ved å bruke en lastfordelende betongplate (se Figur 12. 33). Metoden er beskrevet i detalj i Ref. 8.

Bredden på den lastfordelende betongplata skal være minimum 3 m bredere enn spennvidden på røret, slik at det blir 1,5 m på hver side. Tykkelsen på betongplata er vanligvis fra 200 mm til 300 mm.

Et instrumentert fullskalforsøk beskrevet i Ref. 8 viser at betongplata fungerer tilfredsstillende som lastfordelende element der hvor det ikke er rom for minste tillatte overfyllingshøyde.

Jordarmering kan også brukes til å redusere den minste tillatte overdekningshøyden i spesielle tilfelle.



Figur 12. 33 Reduksjon av overdekning ved bruk av lastfordelende betongplate, prinsipp

12.5 BEREGNINGSEKSEMPEL

12.5.1 Betongrør under høy fylling med bruk av EPS

Et betong rør med 1,4 m innvendig diameter og 1,73 m utvendig diameter skal legges under en 22 m høy fylling med sprengstein. Rørlengden er 100 m. For å redusere jordtrykket på røret skal det legges et 0,5 m tykt og 2,75 m bredt lag med EPS over røret. EPS-laget plasseres 0,3 m over topp rør. Det skal brukes EPS med densitet minimum 20 kg/m3 og trykkstyrke minimum 100 kPa.

Tyngdetetthet på steinfyllinga $\gamma = 20$ kN/m^3.

Vertikalt jordtrykk uten bruk av EPS:

$$\sigma_v = N_A \cdot \gamma \cdot h_c$$

der

$N_A = 1{,}4$ etter Canadian Highway Bridge Design Code (2006).

$h_c = 22$ m og D =1,73 m

Dette gir

$$\sigma_v = N_A \cdot \gamma \cdot h_c = 1{,}4 \cdot 20 \cdot 22 = 616 \text{ kN/m}^2.$$

Vertikalt jordtrykk med bruk av EPS:

$$\sigma_v = N_A \cdot \gamma \cdot h_c$$

der

N_A = 0,25 (for ruhet r = 0,7 og $\tan \varphi_d = 0{,}7$)

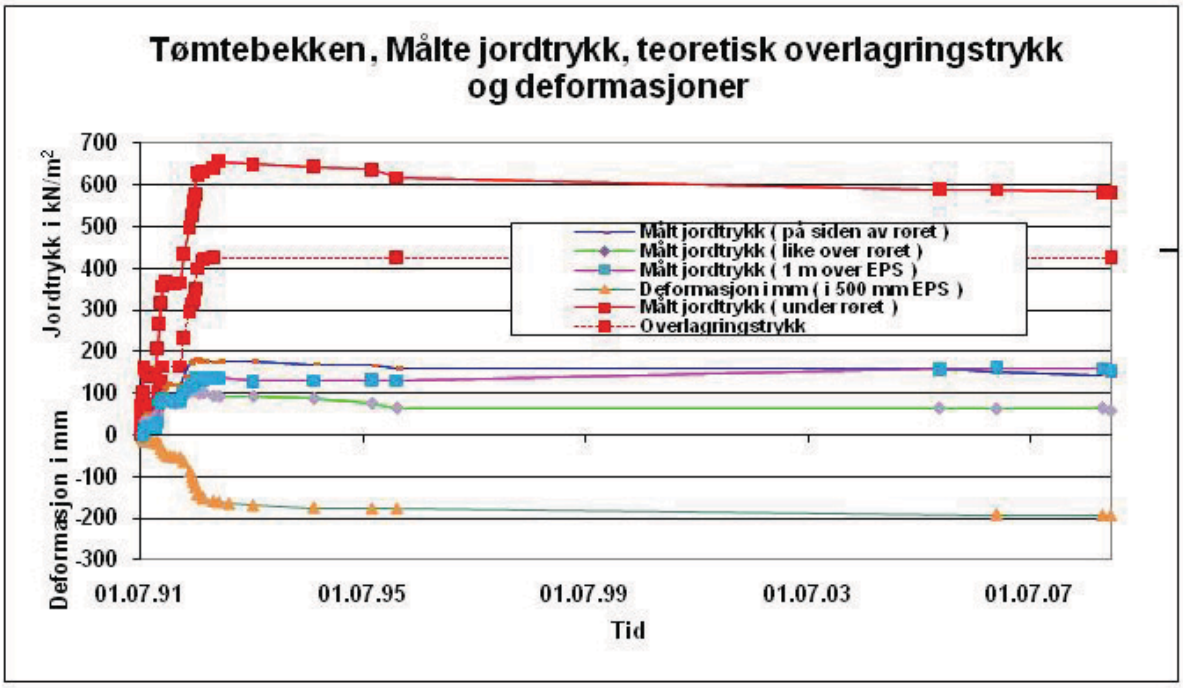
h_c = 22 m og D= 1,73 m

γ = tyngdetetthet = 20 kN/m^3

Dette gir

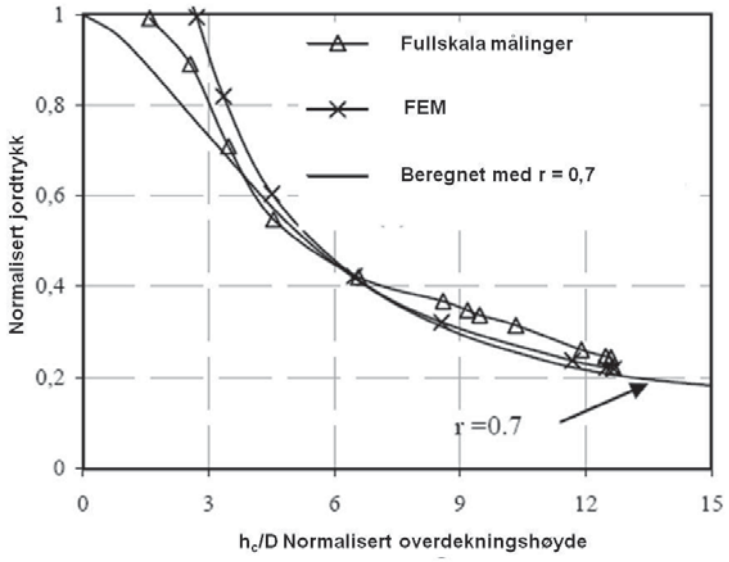
$\sigma_v = N_A \cdot \gamma \cdot h_c$ = 0,25·20·22= 110 kN/m^2

Dimensjonene i dette eksempelet er hentet fra et fullskalaforsøk som ble utført i 1991 på E6 Tømtebekken ved Eidsvoll. Målt jordtrykk over 17 år sammenlignet med beregninger er beskrevet av Vaslestad et.al (2009), se Figur 12. 34.



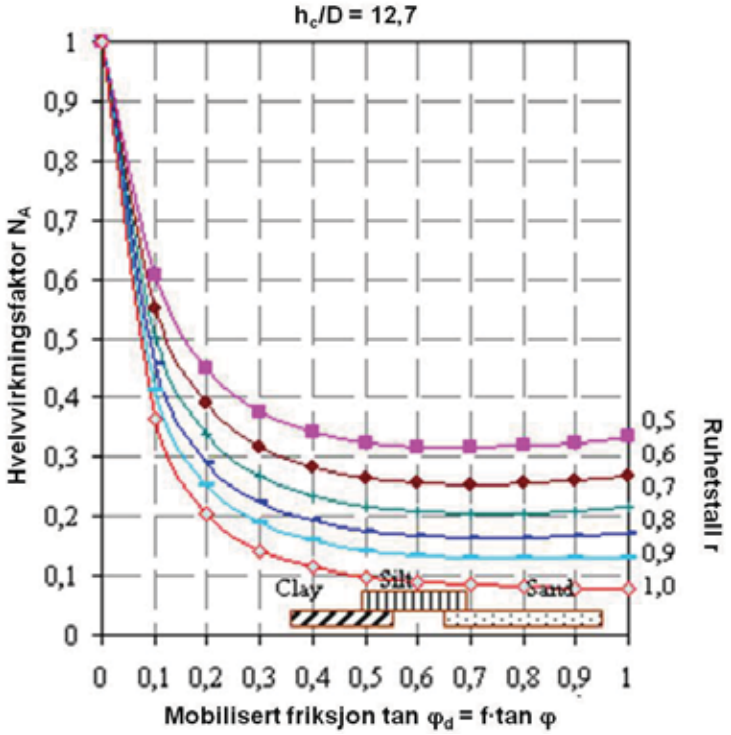
Figur 12. 34 Tømtebekken - Observasjoner av jordtrykk og deformasjoner

Resultat av jordtrykksmålinger, beregninger med FEM programmet PLAXIS og resultater fra beregninger av jordtrykket er vist på Figur 12. 35.



Figur 12. 35 Målt jordtrykk sammenlignet med FEM bergninger og bruk av formel, E6 Tømtebekken

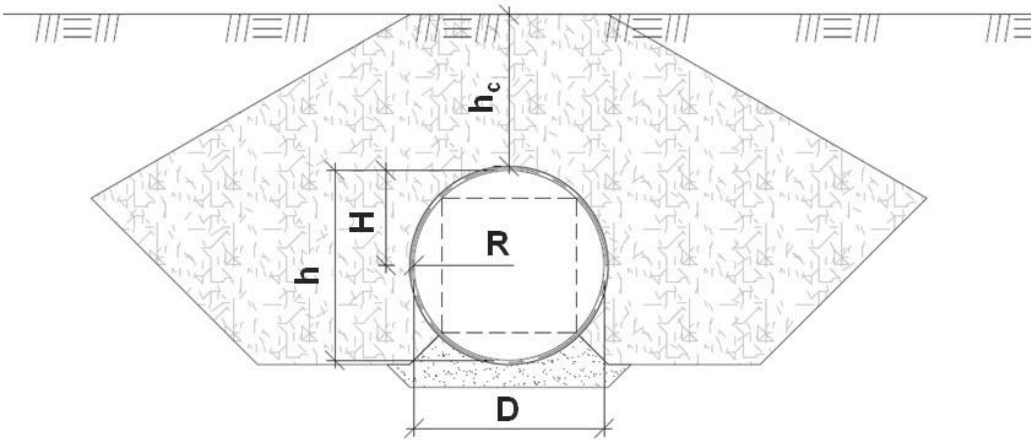
På Figur 12. 36 er vist normalisert jordtrykk for eksempelet over med h_c = 22 m og D =1,73 m (H/B=12,7).



Figur 12. 36 Normalisert jordtrykk beregnet for eksempelet med h_c =22 m og D=1,73 m (h_c/D=12,7)

12.5.2 Dimensjonering av korrugert stålrør

Eksempelet i Figur 12. 37 viser en traktorundergang av korrugert stålrør, 200 x 55 mm. Arbeidsrommet er 3,0m som gir diameter D = 4,243m som skal legges h_c = 2,0 m under vegbanen. Røret vil bli påkjent av trafikklast. Levetid er antatt å være 100 år i et ikke aggressivt miljø. Platetykkelsen er valgt til 3 mm eksklusiv rustmonn. Rustmonn er antatt til å være 1,0mm.



Figur 12. 37 Traktorundergang av korrugert stålrør.

Stålkvalitet S355 skal brukes, hvor følgende material og tverrsnittsdata gjelder:

f_{yk} = 355MPa f_{yd} = 296MPa E = 210GPa

t [mm]	A [mm^2/mm]	I [mm^4/mm]	W [mm^4/mm]	Z [mm^4/mm]	Z/W [-]
3	3,61	1334,11	46,00	62,91	1,37

Partialfaktorer for materialfasthet og lastvirkninger:

Materialfaktor for jord $\gamma_M = 1,3$
Materialfaktor for stål $\gamma_{M1} = 1,2$

Sikkerhetsfaktor $\gamma_n = 1,0$

Lastfaktor bruksgrense for jord $\psi\gamma_{j,s} = 1,0$
Lastfaktor bruksgrense for trafikk $\psi\gamma_{t,s} = 0,5$
Lastfaktor bruddgrense for jord $\psi\gamma_{j,u} = 1,2$
Lastfaktor bruddgrense for trafikk $\psi\gamma_{t,u} = 1,3$

Det forutsettes at både omfyllings- og overfyllingsmasser er i klasse C eller D, med tyngdetetthet γ = 20 kN/m^3, karakteristisk friksjonsvinkel φ = 40° og en komprimeringsgrad RP = 95%.

Omfyllingsmassenes stivhet er gitt som:

$$E_j = \frac{1,2}{\gamma_n} \cdot 1,17^{RP-95} \cdot \left[1,25 \cdot \ln\left(\frac{h_c}{m} + \frac{H}{2 \cdot m} \right) + 5,6 \right] MPa \qquad E_j = 8,17\ MPa$$

Normalkraft i det korrugerte stålrøret på grunn av omfyllingsmassene er:

$$N_j = 0,2 \cdot \frac{H}{D} \cdot \rho \cdot D^2 + S_{ar} \cdot \left[0,9 \cdot \frac{h_{c,red}}{D} - 0,5 \cdot \frac{h_{c,red}}{D} \cdot \frac{H}{D} \right] \cdot \rho \cdot D^2 \qquad N_j = 118,3 \frac{kN}{m}$$

Normalkraft i det korrugerte stålrøret på grunn av trafikklast. Trafikklast V1 i to felt er antatt som dimensjonerende. $p_{trafikk}$ med hensyn på h_c er hentet fra figur 12.23, hvor $p_{trafikk}$ = 85,5 kN/m^2. Jevn fordelt last, q, er 3 kN/m^2. Siden $h_{c.red}$/D ligger mellom 0,25 og 0,75 anvendes følgende uttrykk for normalkraft på grunn av trafikk.

$$N_t = \left(1,25 - \frac{h_{c,red}}{D} \right) \cdot p_{trafikk} + \left(\frac{D}{2} \right) \cdot q \qquad N_t = 74,2 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende normalkraft i brudd- og bruksgrense er:

$$N_{d,ULS} = 1,2 \cdot N_j + 1,3 \cdot N_t \qquad N_{d,ULS} = 238,4 \frac{kN}{m}$$

$$N_{d,SLS} = 1,0 \cdot H_j + 0,5 \cdot N_t \qquad N_{d,SLS} = 155,4 \frac{kN}{m}$$

Opptredende bøyemoment i det korrugerte stålrøret på grunn av omfyllingsmassene og trafikklast er gitt som:

$$M_{j,ULS} = f_1 \cdot ff_2 \cdot \rho \cdot D^3 \qquad M_{j,ULS} = 0,617 \frac{kNm}{m}$$

$$M_{j,SLS} = if\left(f_1 \cdot ff_2 \geq ff_1, f_1 \cdot ff_2 . ff_1 \right) \cdot \rho \cdot D^3 \qquad M_{j,SLS} = 1,897 \frac{kNm}{m}$$

$$M_t = f_4 \cdot f'_4 \cdot f''_4 \cdot D \cdot p_{trafikk} \qquad M_t = 6,579 \frac{kNm}{m}$$

Dimensjonerende moment i brudd- og bruksgrense er:

$$M_{d,ULS} = 1,2 \cdot \left(- M_{j,ULS} \right) + 1,3 \cdot M_t \qquad M_{d,ULS} = 7,812 \frac{kNm}{m}$$

$$M_{d,SLS} = 1,0 \cdot M_{j,SLS} + 0,5 \cdot \frac{M_t}{2} \qquad M_{d,SLS} = 3,542 \frac{kNm}{m}$$

Følgende kontroller er utført i bruksgrense- og i bruddgrensetilstand.

1) Kontroll av sikkerhet mot flytning

$$\sigma_{s,SLS} = \left(\frac{N_{d,SLS}}{A} + \frac{M_{d,SLS} \cdot y}{I} \right) \qquad \sigma_{s,SLS} = 120{,}04\, MPa$$

$$\sigma_{s,SLS} < f_{yd} \qquad OK!$$

2) Kontroll av setninger i omkringliggende jordvolum rundt det korrugerte stålrøret.
   a. Ikke utført i dette tilfellet. På grunnlag av geotekniske undersøkelser skal det vanligvis gjøres vurderinger om omkringliggende masser kan sette seg mer enn røret. OK!

Bruddgrensetilstand:

3) Kontroll for at flyteledd i det korrugerte stålrørets øvre del ikke formes.

$$\left(\frac{N_{d,ULS}}{N_{cr}} \right)^{\alpha_c} + \frac{M_{d,ULS}}{M_u} = 0{,}655 \qquad 0{,}655 < 1 \qquad OK!$$

Kontroll for at flyteledd i det korrugerte stålrørets øvre del ikke formes.

$$N_{cr} = 952{,}73\, \frac{kN}{m}$$

$$N_{d,ULS} = 238{,}4\, \frac{kN}{m} \qquad N_{cr} > N_{d,ULS} \qquad OK!$$

4) Kontroll av bolteforbindelsene.
   a. Ikke utført i dette tilfellet. Skal utføres for avskjæring, hullkantbrudd, og momentkapasitet av platekant. OK!
5) Kontroll mot stabilitetsbrudd.
   a. Ikke nødvendig når kontroll etter pkt.3 er utført og i orden. OK
6) Kontroll av nødvendig egenstivhet ved montasje.

$$\eta_m = 0{,}13\, \frac{m}{kN} \qquad \frac{\lambda_f}{E_j \cdot D} = 0{,}064\, \frac{m}{kN}$$

$$\eta_m \geq \frac{\lambda_f}{E_j \cdot D} \qquad OK!$$

7) Kontroll av radielt jordtrykk mot hjørneplater.
   a. Ikke nødvendig så lenge kapittel 1.2.3 i dimensjoneringsmetoden er fulgt. OK!
8) Kontroll av kapasitet mot bæreevnebrudd i overkant rør.
   a. Ikke aktuelt i dette tilfellet. OK!
9) Kontroll av bunnplater
   a. Ikke aktuelt i dette tilfellet. OK!
10) Kontroll av utmatting
   a. Ikke aktuelt når $h_c > 1{,}0$ m og $D < 6{,}0$m, jfr. kap. 12.3.2.18. OK!

Konklusjon: Valgt rørdimensjon tilfredsstiller gjeldende krav.

12.6 SYMBOLLISTE

Symbol	Forklaring	
A	hvelvvirkningsfaktor for jordtrykk	tverrsnittsareal
a	min. avstand mellom parallelle rør	
D	spennvidde	
D_t	utstrekning av tilbakefyllingsmasser	
E	elastisitetsmodul for rørmaterialet	
γ	tyngdetetthet	
γ_M	partialfaktor for materialfasthet	
h	totalhøyde	
h_c	høyde av overdekning	
H	hvelvhøyde	
I	treghetsmoment	
K	jordtrykkskoeffisient	
M	spenningsmodul	
M_{max}	maksimalmoment	
M	faktor avhengig av tverrsnittsform og tilbakefyllingsmasse	
Q	aksialkraft	
Q_F	belastning i fylling	
p_{traf}	ekvivalent linjelast	
R	kapasitet i bolteforbindelse	
R_d	dimensjonerende kapasitet i bolteforbindelse	
R_T	toppradius rør	
s	avstand	
σ_v	vertikalspenning	
T	skjærkraft	
W	motstandsmoment	tyngde av jordsøyle
Z	Plastisk motstandsmoment	
z_f	tykkelse av tilførte masser under rør	

12.7 REFERANSELISTE

1. *Vegbygging*, *Håndbok 018*. 2005, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo

2. *Prosesskode - 2 Håndbok 026*. 2007, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.

3. *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, *Håndbok 274*. 2008, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.

4. *Bruprosjektering*, *Håndbok 185*. 2009, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.

5. *Geoteknikk i vegbygging*, in *Håndbok 016*. 2009, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.

6. Aanderaa, J.O., *Metode til rehabilitering av korrugerte stålrør*, *Laboratorieserien nr. 115*. 2002, Vegdirektoratet, Vegteknisk avd: Oslo.

7. Canadian Standards Association, *Canadian Highway Bridge Design Code*, *Section 7-Buried structures*. 2006.

8. Braaten A., O.F., Bruun H., *Furulund bru. Fullskala belastningsforsøk på stålhvelv.*, *Intern rapport nr. 2119*. 2000, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet: Oslo.

9. Demmin J., *Field Verification of Ring Compression Conduit Design*, *Highway Research Record No. 116*. 1966, Highway Research Board.

10. Duncan J.M. and Drawsky R.H., *Design Procedures for flexible Metal Culvert Structures*, *Report No. UCB/GT/83-02*. 1983, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

11. Janbu N. *Static Bearing Capacity of Friction Piles*. *6th European Conf. SMFE*. 1976. Wien.

12. Janbu N. *Earth pressure and bearing capacity calculation by generalised procedure of slices*. *4th Int. Conf. SMFE*. 1957. London.

13. Knutson Å., *Superspankulvert ved Tolpinrud, E68, Rigerike*, *Intern rapport nr. 1155*. 1984, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet.

14. NCHRP, *Recommended specifications for large-span culverts*, *Report 473*. 2002, Transportation Research Board- National Research Council.

15. Pettersson L.og.Sundquist H., *Design of steel composit bridges*, *TRITA-BKN, Report 112, Structursl Design and Bridges, KTH, Civil and Architectural Engineering,* 2007.

16. Selig E.T. et.al., *Rewiev of the Design and Construction of Long-span, Corrugated-metal, Buried Conduits*, *report No. FHWA-RD-77-131*, Offices of Research and Develpoment, 1977, Federal Highway Administration: Washington D.C.

17. Spangler M.G., *A Practical application of the Imperfect Ditch Method of construction*, *Proc. Highway Research Board*. 1958.

18. Terzaghi K. *Stress Distribution in Dry and Saturated Sand Above a Yielding Trap-Door. Ist Int. Conf. on soil Mechanics and Foundation Eng*. 1936. Cambridge, Mass.

19. The Highways Agency, *Design manual for roads and bridges*, *Design of corrugated steel buried structures with spans greater than 0,9 metres and up to 8,0 metres, 2001.*

20. Vaslestad J. *Load reduction on buried rigid pipes*. *10th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Florence, Italy, pp 771-774, 1991..

21. Vaslestad J., *Soil Structure Interaction of Buried Culverts*, The Norwegian Institute of Technology.: Trondheim, 1990.

22. Vaslestad J., Johansen T.H.and .HolmW., *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

.

23. Vaslestad J., M.A., Janusz L., Bednarek B.,, *Field measurements of old brick culvert sliplined with corrugated steel culvert,*, *Transportation Research Record 1892*. 2004, Transportation Research Board, National Research Council,: Washington DC. p. 227-234.

24. Vaslestad J., Østlid H., Johansen T.H., Holm W., *Fleksible stålrør som skredoverbygg og vegtunneler, 14 års erfaring.*, *Intern rapport nr. 1938*. 1997, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet: Oslo.

25. Vaslestad J., Kunecki B., Johansen T.H.,. *Twenty one years of earth pressure measurements on buried flexible steel structure*. *First European Conference: Buried flexible steel structures, Proceedings Archives of Institute of Civil Engineering,1/2007*. 2007. Rydzyna.

26. Vaslestad J., Yesuf G., Johansen T.H., Damtew T., Wendt M., *Instrumented field test and soil structure interaction of concrete pipe with high fill*. *Proceedings 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2009. Alexandria, Egypt.

27. Vejregelrådet, *Vejregel for projektering af stålrørstunneler under veje*, *Bygværker*. *2002*, *Vejdirektoratet*.

28. Voellmy A., *Eingebettete Rohre*. 1937, ETH Zurich.

29. White H.L. and Layer J.P., *The Corrugated Metal Conduit as a Compression Ring*, *Proceedings of the Highway Research Board*. 1960. p. 389-397.

30. Østlid H., *Korrosjon på stålrør til vegformål*, *Intern rapport nr. 1017*. 1982, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet: Oslo.

Kapittel 13

SIKRING MOT TELESKADER

13.1 INNLEDNING 13-2
13.2 TELEFARLIGHET 13-2
13.3 FROSTMENGDE 13-5
13.4 FROSTDYBDE 13-7
13.5 JORDVARME 13-9
13.6 TERMISK DIMENSJONERING 13-9
13.6.1 Gjennomfrysing av vått, frostakkumelerende lag 13-11
13.6.2 Telehiving 13-12
13.6.3 Frostsikring av veger 13-13
13.7 SKADETYPER OG PROBLEMSTILLINGER 13-15
13.7.1 Telehiving 13-15
13.7.2 Ekspansjonstrykk ved frysing. 13-18
13.7.3 Sidegrep fra telen. 13-19
13.7.4 Midlertidig vinterdekking 13-21
13.8 BEREGNINGSEKSEMPLER 13-22
13.8.1 Termisk dimensjonering – kontroll av isolasjonstykkelse 13-22
13.8.2 Telehiving 13-23
13.8.3 Kontroll av frostgrep / telehiving av pel. 13-23
13.9 SYMBOLLISTE 13-25
13.10 REFERANSELISTE 13-25

13.1 INNLEDNING

Dette kapitlet omhandler frostvirkning i geoteknisk sammenheng. Veger, brufundamenter, landkar og støttemurer må vernes mot skader som telen kan forårsake. Temaer som er omtalt er:

- ✓ telefarlighet
- ✓ frostmengde og frostdybde
- ✓ termisk dimensjonering
- ✓ spenninger (teletrykk, frostspenning)
- ✓ deformasjoner (telehiving, teleløfting)

Tiltak mot teleskader kan være total telesikring der frosten hindres i å nå ned (inn) i telefarlige jordmasser eller en delvis telesikring der en tillater frostpenetrering, men begrenser virkningen. Virkning av frostpenetrering kan begrenses ved for eksempel; drenering (eventuelt kombinert med kapillærbrytende lag), valg av fleksibel konstruksjon, valg av rigid, sterk konstruksjon eller grunnforsterkning (for eksempel jordarmering).

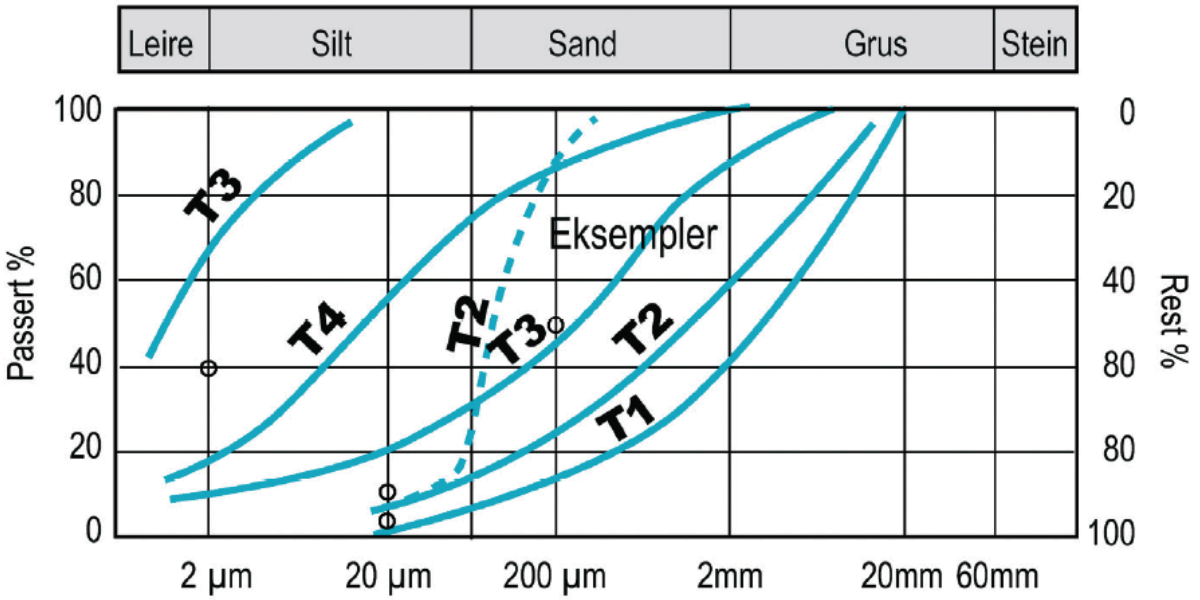
Utskifting av telefarlige masser med ikke-telefarlige kan foretas til telefri dybde eller noe mindre. Termisk isolasjon kan helt eller delvis hindre frostnedtrengning.

13.2 TELEFARLIGHET

Løsmasser deles inn i 4 telefarlighetsgrupper, avhengig av kornfordelingskurven, som vist på tabellen i figur 13.1 og i eksempler figur 13.2. Det vises i denne sammenheng til Håndbok 018, 2005 og til Håndbok 014 for sikteanalyser.

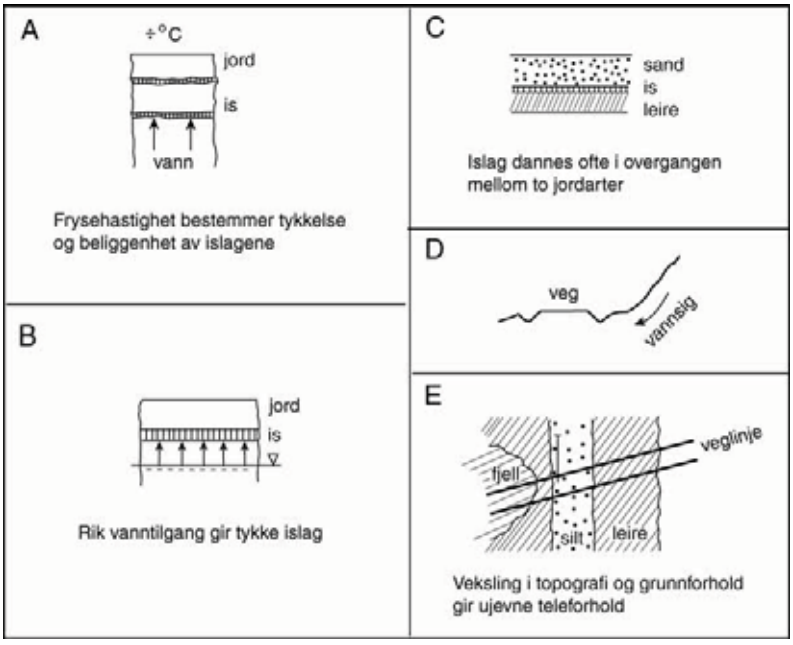
Telefarlighetsklassifisering				
Telefarlighetsgruppe		Av materiale < 20 mm		
		Masse-%		
		< 2 µm	< 20 µm	< 200 µm
Ikke telefarlig	T1		< 3	
Litt telefarlig	T2		3 - 12	
Middels telefarlig	T3	[1]	> 12	< 50
Meget telefarlig	T4	< 40	> 12	> 50
[1] Også jordarter med mer enn 40 % < 2 µm regnes som middels telefarlig T3.				

Figur 13.1 Telefarlighetsklassifisering etter kornfordelingskurven (fra Hb. 018, 2005).



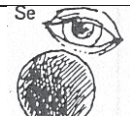
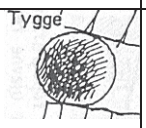
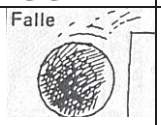
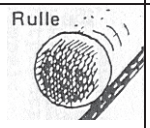
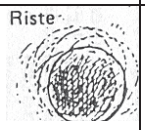
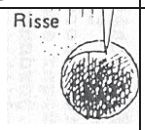
Figur 13.2 Eksempler på telefarlighetsklassifisering (fra Hb 018, 2005).

Figur 13.1 viser kriteriene for telefarlighet, slik de vanligvis brukes i Statens vegvesen. Dette er en grei forenkling av problemet. I virkeligheten vil faktorer som "frostmengde", frostens forløp, vanntilgang, jordens lagdeling og annet ha stor innflytelse på telefarligheten. Se figur 13.3.



Figur 13.3 Feltforhold og telefarlighet.

Enkle prøver for skjønnsmessig vurdering av en jordarts telefarlighet er vist i tabell i figur 13.4. Klassifisering bør ikke baseres på enkelttester, flere av testene bør utføres, men alle disse må kun betraktes som et supplement til kornfordelingsanalyser.

Klassifisering →	**Ikke telefarlig T1**	**Litt telefarlig T2**	**Middels telefarlig T3**	**Meget telefarlig T4**	
Materiale	Grus og sand < 3% < 0,02 mm	Grus, sand, morene > 3% < 0,02 mm <12%< 0,02 mm	Grus, sand, morene > 12% < 0,02mm < 50% < 0,2mm **** Leire > 40% < 0,02mm	Silt, leire, morene < 40% < 0,002mm > 12% < 0,02m og > 50% < 0,2mm	**Tilstand ↓**
Bæreevne-klasse	II* III ** IV ***	IV	V	VI	
 **SE**	Alle korn synlige	De fineste kornene er ikke synlig	De fineste kornene er ikke synlig **** Kornene ikke synlig	Kornene er ikke synlige	Tørr
 **TYGGE**			**** Kornene knaser ikke	Kornene knaser	
 **FALLE**	Klump av det fineste materialet går i stykker etter fall på ca. 100 mm	Klump av det fineste materialet kan deles i mindre stykker etter fall på ca. 100 mm	Klump går i stykker etter fall på 100-150 mm **** Tørket klump er fast og sterk	Tørket klump kan deles i mindre stykker ved fall på 200 mm	Tørr
 TRYKKE	Klump av det fineste materialet går i stykker ved lett trykk	Klump av det fineste materialet krever et visst trykk for å gå i stykker	Klump av det fineste materialet krever et trykk for å gå i stykker **** Leiren lar seg ikke trykke i stykker	Klump kan trykkes i stykker	Tørr
 **RULLE**	Det fineste materialet lar seg ikke rulle ut til tynn pølse	Det fineste materialet lar seg vanskelig rulle ut til tynn pølse	Det fineste materialet kan rulles ut til en tynn pølse **** Leiren lar seg rulle ut og er plastisk	Lar seg rulle ut men virker ”kort”	Fuktig
 **RISTE**	Det kan komme vann til overflaten	Overflaten blir våt	Overflaten blir våt **** Overflaten blir ikke våt	Overflaten blir våt	Fuktig
 **RISSE**	Faller fra hverandre	Smuldrer lett	Melete, spor **** Glatt spor	Ujevnt melete spor	Tørr

SE: Pulveriser en tørket prøve mellom fingrene og fordel materialet på et papir.
TYGGE: Tygg på en liten prøve.
FALLE: Ta en fuktig prøve, lag en klump og la den lufttørke.
TRYKKE: Ta en fuktig prøve, lag en klump og la den lufttørke. Trykk prøven mellom tommel og pekefinger.
RULLE: Prøv å rulle en fuktig prøve ut til en tynn pølse eller streng.
RISTE: En fuktig prøve plasseres i håndflaten og ristes.
RISSE: Ta en fuktig prøve lag en klump og la den lufttørke. Riss med kniv i den tørkede prøven.

* Bæreevnegruppe 2 (grus $C_u \geq 15$) ** Bæreevnegruppe 3 (grus $C_u \leq 15$, sand $C_u \geq 15$) *** Bæreevnegruppe 4 (sand $C_u \leq 15$) **** Gjelder leire.

Figur 13.4 Enkle tester for bestemmelse av telefarlighet (fra Frost i jord, Publ. Nr. 17).

13.3 FROSTMENGDE

Frostmengden er produktet av kuldegradene og tiden frostsesongen varer.

$$F = \Sigma \vartheta \cdot \Delta t$$

der:
ϑ = temperatur (^{0}C)
Δt = antall timer

Frostmengden angis som F_2, F_5, F_{10} eller F_{100}, en verdi som statistisk sett kan regnes å bli overskredet en gang i løpet av 2, 5, 10 eller 100 år. Figur 13.6 viser kart over F_2 for Norge. I området $2000 \leq F_2 \leq 40\,000$ kan en regne omtrentlig at:

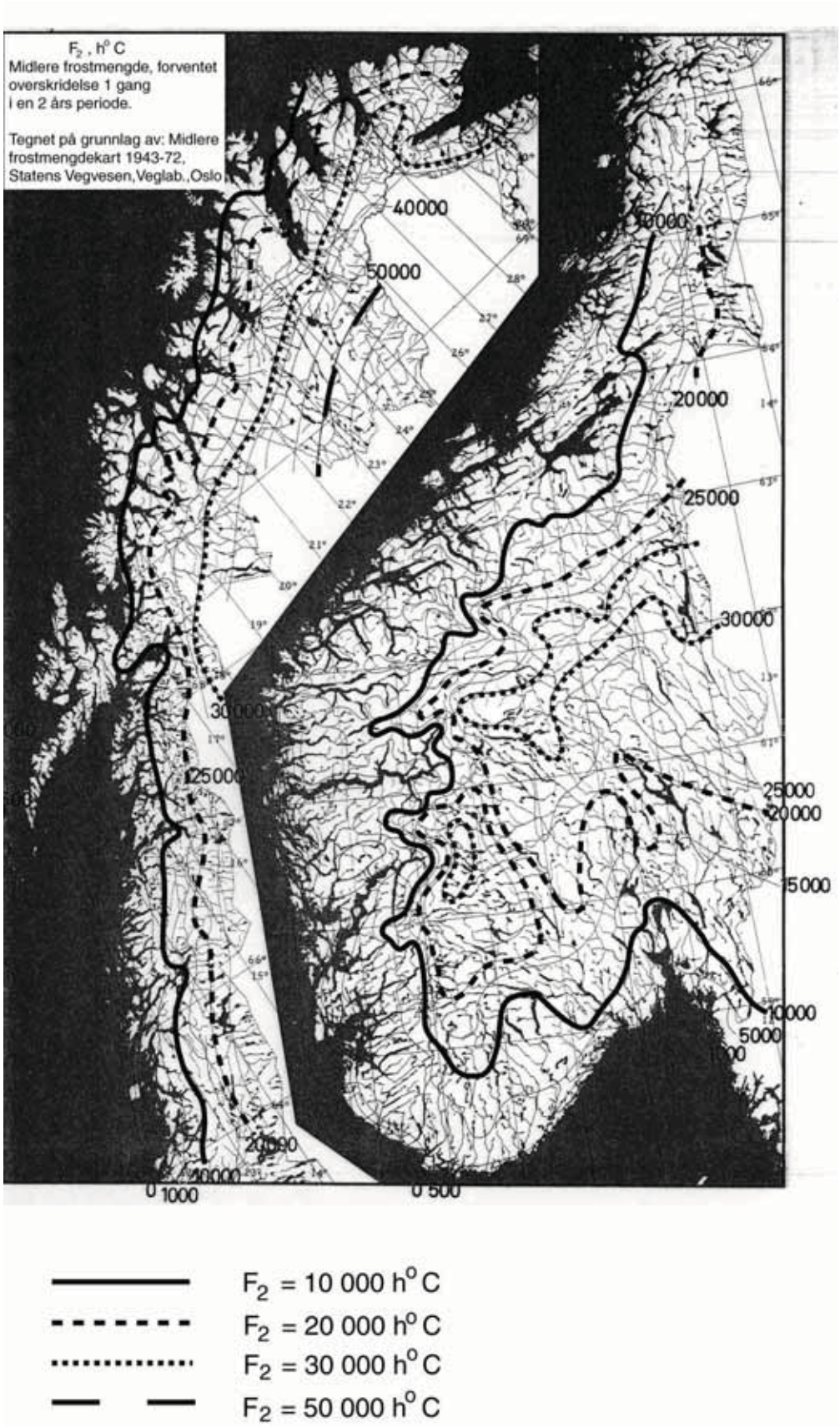
$$F_{100} = 11000 + 1{,}40 \cdot F_2$$
$$F_{10} = 8500 + 1{,}25 \cdot F_2$$
$$F_5 = 6000 + 1{,}00 \cdot F_2$$

Det er utarbeidet tabeller over frostmengder og årsmiddeltemperatur ($t_m = \vartheta_m$) for alle kommuner i Norge (kommuneinndelingen i 1982). Figur 13.5 viser et utsnitt av disse. For fullstendige tabeller vises det til håndbok 018; Vegbygging (2005), vedlegg 2. Merk at frostmengden kan variere betydelig innen den enkelte kommune.

KOMMUNE	TEMP. t_m °C	FROSTMENGDE F_2 h°C	F_5 h°C	F_{10} h°C	F_{100} h°C
01 ØSTFOLD					
0101 Halden	6,0	7 000	13 000	18 000	22 000
0102 Sarpsborg	6,0	7 000	13 000	18 000	22 000
0103 Fredrikstad	6,5	5 000	11 000	16 000	20 000
0104 Moss	6,0	6 000	12 000	17 000	21 000
0111 Hvaler	7,0	3 000	7 000	11 000	15 000
0113 Borge	6,5	5 000	11 000	16 000	20 000
0114 Varteig	6,0	7 000	13 000	18 000	22 000
0115 Skjeberg	6,0	7 000	13 000	18 000	22 000
0118 Aremark	5,0	10 000	16 000	21 000	25 000
0119 Marker	5,0	12 000	18 000	23 000	28 000
0121 Rømskog	4,5	14 000	20 000	25 000	30 000
0122 Trøgstad	5,0	10 000	16 000	21 000	26 000
0123 Spydeberg	5,0	10 000	16 000	21 000	26 000
0124 Askim	5,5	10 000	16 000	21 000	26 000
0125 Eidsberg	5,5	10 000	16 000	21 000	26 000
0127 Skiptvet	5,5	10 000	16 000	21 000	26 000
0128 Rakkestad	5,5	10 000	16 000	21 000	26 000
0130 Tune	6,0	7 000	13 000	18 000	22 000
0131 Rolvsøy	6,0	8 000	14 000	19 000	23 000
0133 Kråkerøy	7,0	4 000	9 000	13 000	18 000
0134 Onsøy	6,5	5 000	7 000	16 000	20 000
0135 Råde	6,0	6 000	12 000	17 000	21 000
0136 Rygge	6,0	5 000	11 000	16 000	20 000
0137 Våler	6,0	7 000	14 000	20 000	24 000
0138 Hobøl	5,5	8 000	15 000	21 000	25 000

KOMMUNE	TEMP. t_m °C	FROSTMENGDE F_2 h°C	F_5 h°C	F_{10} h°C	F_{100} h°C
0534 Gran	3,0	17 000	23 000	30 000	35 000
0536 Søndre Land	3,0	19 000	25 000	31 000	37 000
0538 Nordre Land	2,5	22 000	28 000	34 000	40 000
0540 Sør-Aurdal	2,5	20 000	28 000	34 000	39 000
0541 Etnedal	1,0	28 000	34 000	40 000	45 000
0542 Nord-Aurdal	1,5	25 000	33 000	39 000	44 000
0543 Vestre Slidre	2,0	25 000	33 000	39 000	44 000
0544 Øystre Slidre	2,0	25 000	33 000	39 000	44 000
0545 Vang	2,5	25 000	33 000	39 000	44 000
06 BUSKERUD					
0602 Drammen	5,5	13 000	20 000	25 000	29 000
0604 Kongsberg	4,5	15 000	23 000	28 000	31 000
0605 Ringerike	4,5	16 000	23 000	29 000	34 000
0612 Hole	4,5	16 000	23 000	29 000	34 000
0615 Flå	2,0	21 000	30 000	36 000	41 000
0616 Nes	2,0	26 000	35 000	41 000	46 000
0617 Gol	1,5	25 000	34 000	40 000	45 000
0618 Hemsedal	1,5	20 000	29 000	34 000	42 000
0619 Ål	2,0	20 000	27 000	33 000	42 000
0620 Hol	1,0	25 000	32 000	38 000	47 000
0621 Sigdal	3,0	18 000	27 000	33 000	38 000
0622 Krødsherad	3,5	17 000	25 000	31 000	35 000
0623 Modum	5,0	16 000	23 000	28 000	31 000
0624 Øvre Eiker	4,5	15 000	22 000	28 000	31 000
0625 Nedre Eiker	5,0	14 000	21 000	27 000	30 000

Figur 13.5 Utsnitt av tabeller med angivelse av frostmengde i ulike kommuner (fra Hb 018, 2005).



Figur 13.6 Midlere frostmengde (fra Frost i jord, Publ. Nr. 17).

13.4 FROSTDYBDE

Begrepet "frostfri dybde" er ofte aktuelt. Det kan dreie seg om den dybden en må fundamentere til, eller hvor dypt en skal legge rør uten at de fryser. Begrepet benyttes også ved for eksempel bygging av veg med T1-masser i en tykkelse som tilsvarer frostfri dybde.

Frosten slår dypere i grove, tørre masser enn i fine eller våte masser. Leire holder vanligvis på mer vann enn sand. Vannet gir fra seg mye varme under frysing. Steinfylling og ur kan være så åpne at kaldluft trenger igjennom og en får pipevirkning eller konveksjon. Frostfritt dyp på snøfri mark kan anslås ut fra formelen:

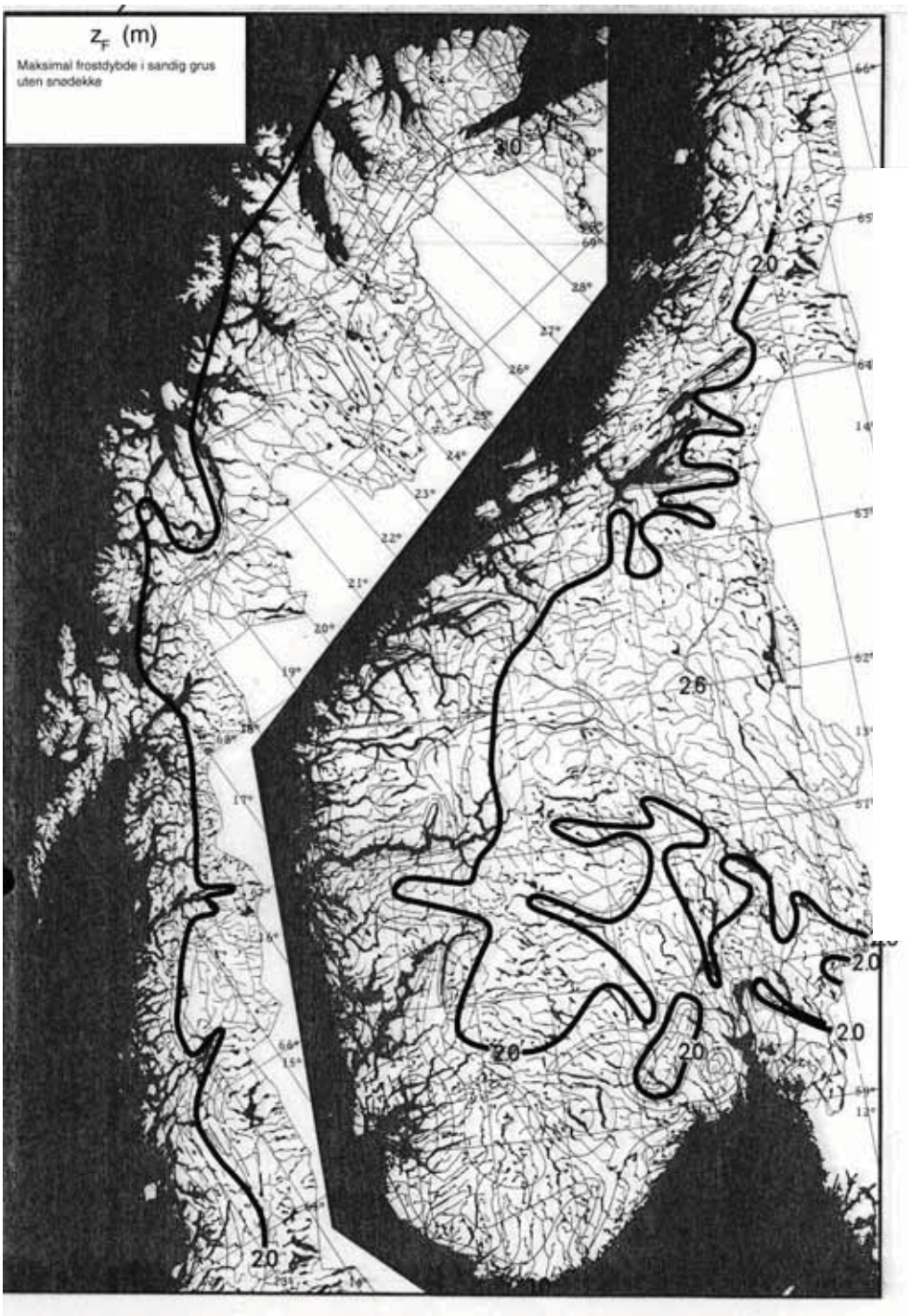
$$z_F = K_F \cdot \sqrt{F}$$

der:
z_F = frostfritt dyp i cm
K_F = frostdybdefaktor avhengig av jordart, se figur 13.7
F = frostmengden i h^0C

Materialbetegnelse	Frostdybdefaktor - K_F
Stein (pukk, steinfylling, steinig grus)	1,4
Sand og grus. (sandig grus, steinig morene)	1,0
Silt (siltig morene, sandig silt)	0,85
Leire og blandingsjord (leirholdige morenearter)	0,7
Torv	0,3

Figur 13.7 Frostdybdefaktoren K_F for ulike jordarter.

Figur 13.8 viser et kart med maksimale frostdybder under snøfri mark med jordmaterialer av sandig grus. Frostdybde z_F er angitt i meter. For andre jordmaterialer benyttes korreksjonsfaktor (frostdybdefaktor) fra figur 13.8.

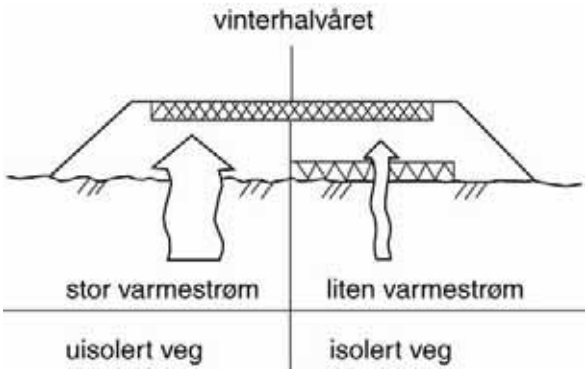


Figur 13.8 Maksimal frostdybde i sandig grus uten snødekke (fra Frost i jord, Publ. Nr. 17).

Når et isolerende materiale ligger over et vått materiale vil frostdybden bli redusert. Løs snø er et varmeisolerende materiale. Kulda slår mye dypere gjennom snøfri veg enn gjennom snødekt mark langs vegen.

13.5 JORDVARME

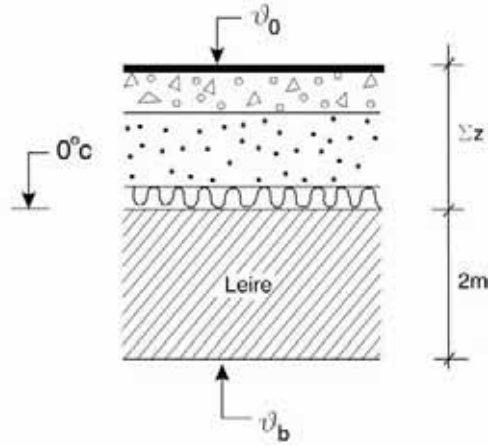
Om sommeren akkumuleres varme i jorda. Et maksimum nås utpå høsten. Denne varmen gir jorda fra seg utover vinteren. Når frosten trenger ned i grunnen skal den "overvinne" jordvarmen så vel som å fryse vannet. Jo høyere årsmiddeltemperaturen er på et sted, jo mer varme er lagret i grunnen. Vi kan økonomisere med jordvarmen ved termisk isolasjon, på samme måte som vi isolerer ytterveggene i et bolighus. Lettklinker, skumglass og plater av ekstrudert polystyren (XPS) kan benyttes til dette formålet. Det er viktig å ha en kvalitet på isolasjonen som hindrer den i å ta opp fuktighet og derved miste isolasjonsevnen.



Figur 13.9 Varmestrømsforhold i konvensjonell og isolert veg på vinterstid.

13.6 TERMISK DIMENSJONERING

Det er i det følgende vist beregningsgangen for dimensjonering av isolasjon. Det er tatt utgangspunkt i en konstruksjon som vist på figur 13.10. Mellom overbygningen og leira er det i dette eksempelet lagt et lag isolasjon med ekstrudert polystyren (XPS). Det skal dimensjoneres slik at "nullisotermen" står i underkant av isolasjonsplaten. To meter lenger nede (i undergrunnen) er temperaturen ϑ_b. Eksempel på beregning er vist i avsnitt 13.8.



Figur 13.10 Isolasjon over leire.

a) Varmeledningsevnen (λ) bestemmes for alle lag i konstruksjonen. Det kan benyttes verdier for varmeledningstall fra figur 13.11.

	VARMELEDNINGSEVNE $\frac{W}{mK}$	
MATERIALE	Frosset (λ_F)	Ufrosset (λ_U)
Grov pukk, 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 og skumglass		0,12

Figur 13.11 Varmeledningsevne for jord og isolasjonsmaterialer.

b) Varmestrømsmotstanden R_F beregnes som summen av varmestrømsmotstand for det enkelte lag etter:

$$R_F = \sum_1^N \frac{z_N}{\lambda_N} = \frac{z_{lag1}}{\lambda_{lag1}} + \frac{z_{lag2}}{\lambda_{lag2}} + \ldots\ldots + \frac{z_{lagN}}{\lambda_{lagN}} = \frac{m^2 \cdot {}^0C}{W}$$

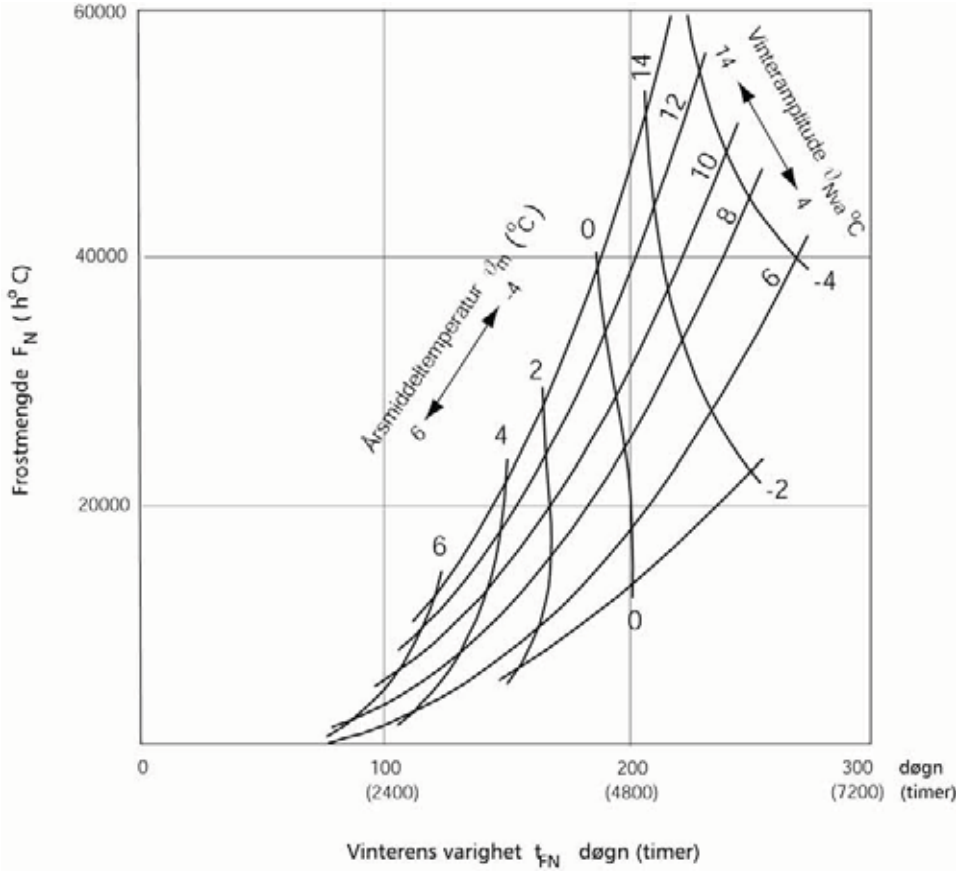
der z_N er tykkelsen av de enkelte lag og λ_N er varmeledningsevnen i samme lag. .

c) Varmebalanse over og under nullisotermen gir:

$$\frac{-\vartheta_0}{R_{FN}} = \frac{\vartheta_b}{\frac{2}{\lambda_u}} \quad eller \quad R_{FN} = \frac{-2\vartheta_0}{\lambda_u \cdot \vartheta_b} = \frac{-2 \cdot (\vartheta_m - \vartheta_{Nva})}{\lambda_u \cdot \vartheta_b}$$

der:
R_{FN} = nødvendig varmestrømsmotstand
ϑ_0 = dimensjonerende overflatetemperatur hvor $\vartheta_0 = \vartheta_m - \vartheta_{Nva}$
ϑ_m = årsmiddeltemperatur
ϑ_b = temperatur 2 m under nullisotermen ($\vartheta_b \approx \vartheta_m$)
ϑ_{Nva} = vinteramplituden, se figur 13.12
λ_u = varmeledningsevne i ufrossen undergrunn

Krav: $R_F \geq R_{FN}$

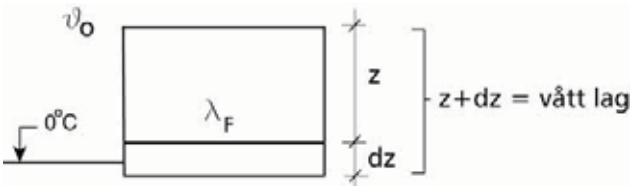


Figur 13.12 Normal sammenheng mellom årsmiddeltemperatur, vinteramplitude, frostmengde og vinterens varighet.

13.6.1 Gjennomfrysing av vått, frostakkumelerende lag

Når vann fryser frigjøres en varme på 93000 Wh/m^3. Et lag med vanninnhold (v) volumandel avgir altså:

$$q = 93000 \cdot v$$



Figur 13.13 Frysing av vått, frostakkumulerende lag.

Beregnet frostmengde for det våte laget i figur 13.13 er:

$$\int_0^t \vartheta_0 \cdot dt = \int_0^z \frac{z}{\lambda_F} \cdot q \, dz$$

$$z = \sqrt{\frac{2 \cdot \lambda_F \cdot \vartheta_0 \cdot t}{q}}$$

der:
$\vartheta_0 \cdot t = F$ er frostmengden
λ_F = varmeledningsevnen i frossen grunn

Nødvendig tykkelse til å ta opp *F,* dersom en ikke tar hensyn til jordvarmebidraget, er:

$$z = \sqrt{\frac{2 \cdot \lambda_F \cdot F}{q}}$$

Med jordvarmebidraget blir tykkelsen tilnærmet:

$$z = \sqrt{\frac{2 \cdot \lambda_F \cdot F - \lambda_U \vartheta_m \cdot t_{FN}}{q}}$$

der t_{FN} er vinterens varighet fra figur 13.12

13.6.2 Telehiving.

Vann utvider seg ca. 10 % ved frysing. Undertrykk som dannes i frostsonen vil videre kunne føre til tilførsel av vann fra tilliggende områder og dannelse av islinser. Jordmaterialer kan overslagsmessig regnes å utvide seg:

$\Delta H = \beta \cdot v \cdot z$
der:
ΔH = telehivingen i laget
v = vanninnholdet i volumandel
z = lagtykkelsen av frosset lag
β = telehivingsfaktor (empirisk) se figur 13.14

Grunnforhold	Telehivingsfaktoren β			
	Grus, sand (0,4 – 1 m) over telefarlig grunn			Grus og isolasjon Over telefarlig grunn
	10 000 h^0C	20 000 h^0C	30 000 h^0C	
Meget/middels telefarlig jord Rik tilgang på vann Lagdelt grunn	0,4 – 0,7	0,3 – 0,4	0,2 – 0,3	0,3 –0,6
Meget/middels telefarlig jord Ikke tilgang på vann Ikke lagdelt grunn Litt telefarlig jord Rik tilgang på vann Lagdelt grunn	0,2 – 0,4	0,2 – 0,3	0,15 – 0,2	
Litt telefarlig jord Ikke tilgang på vann Ikke lagdelt grunn	0,1 – 0,2		0,1 – 0,15	0,2 – 0,5
Vann som fryser Grus, sand	0,1 0,2 – 0,3			

Figur 13.14 Telehivingsfaktoren β

Dersom det ikke foreligger måling av vanninnhold kan verdier angitt i figur 13.15 benyttes.

MATERIALE	VANN I VOLUMPROSENT	
	DRENERT	UDRENERT/ NEDDYKKET
Sand / grus	2 - 7	25 - 40
Silt	10 - 25	35 - 50
Bløt leire	30 - 70	30 - 70
Torv	60 - 70	70 - 95

Figur 13.15 Vanninnhold i forskjellige masser.

13.6.3 Frostsikring av veger

Stamveger med skiltet hastighet større enn 60 km/t skal frostsikres etter bestemmelsene gitt i figur 13.16. Stamveger med skiltet hastighet ≤ 60 km/t og øvrige riksveger bør frostsikres etter de samme bestemmelsene. Det vises her til Håndbok 018 Vegbygging (2005) kap. 512.41.

ÅDT	Grunn-forhold	Frostsikring		
		Sand, grus, stein	Lettklinker og skumglass	Isolasjons-plater (XPS)
1500 - 10 000	3	h_5 (maks. 1,5 m)	h_5	h_{10}
≥ 10 000	1	h_2 (maks. 1,2 m)	h_{10}	h_{10}
	2	h_5 (maks. 1,5 m)	h_{10}	h_{10}
	3	h_{10} (maks. 1,8 m)	h_{10}	h_{10}

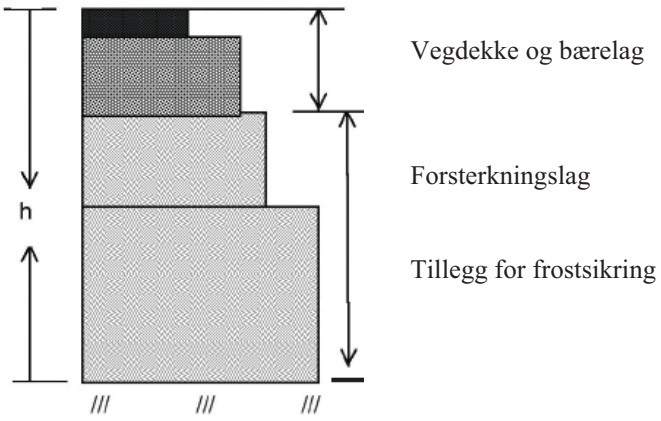
Grunnforhold:
1 = forholdsvis homogene, bare små ujevne telehiv er ventet
2 = noe varierende, en del ujevne telehiv er ventet
3 = sterkt varierende, store, ujevne telehiv er ventet

Forklaringer:
Ved frostsikring med sand, grus og stein er h_2, h_5, h_{10} total tykkelse av overbygningen ved en middels, 5 års og 10 års vinter (dimensjonerende frostmengde F_2, F_5 og F_{10}).

Figur 13.16 Dimensjonerende frostmengder og tykkelser av frostsikringsmaterialer for veg (fra Hb 018, 2005).

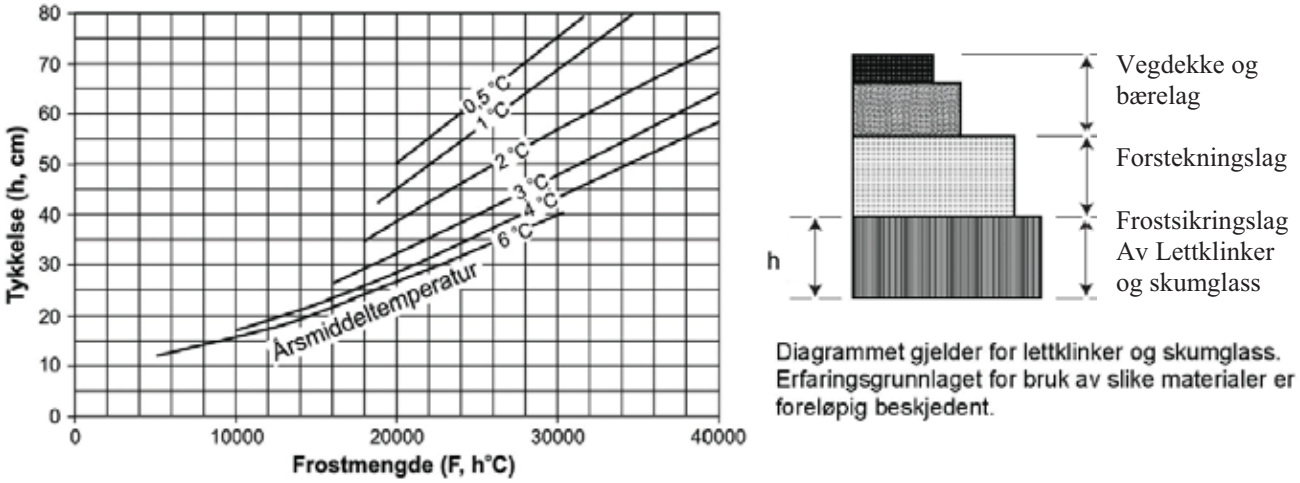
For sand, grus og stein som frostisolasjon kan figur 13.17 benyttes for dimensjonerende lagtykkelse h_2, h_5 og h_{10} ut fra dimensjonerende frostmengde F_2, F_5 og F_{10}. For ytterligere detaljer se Håndbok 018, Vedlegg 1.

Frostmengde F (h°C)	Tykkelse h (cm)	Frostmengde F (h°C)	Tykkelse h (cm)
2 000	70	22 000	200
4 000	85	24 000	210
6 000	100	26 000	220
8 000	110	28 000	230
10 000	125	30 000	240
12 000	140	32 000	250
14 000	155	34 000	255
16 000	165	36 000	265
18 000	180	38 000	270
20 000	190	40 000	275



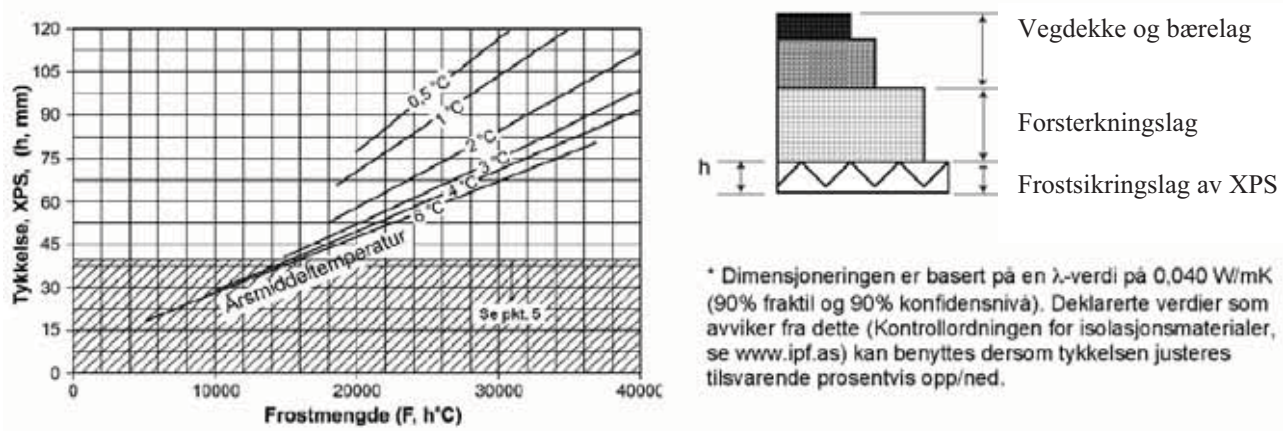
Figur 13.17 Tabell for frostsikring av veger med sand, grus og stein (fra Hb 018, 2005).

For lettklinker og skumglass som isolasjonsmateriale kan figur 13.18 benyttes for dimensjonering av lagtykkelse h_5 og h_{10} ut fra dimensjonerende frostmengde F_5 (normal 5-års vinter for ÅDT < 10 000) og F_{10} (normal 10-års vinter for ÅDT > 10 000).



Figur 13.18 Frostteknisk dimensjonering av frostsikringslag med lettklinker og skumglass (fra Hb 018, 2005)

For ekstrudert polystyren som isolasjonsmateriale kan figur 13.19 benyttes for dimensjonering av lagtykkelse h_{10} ut fra dimensjonerende frostmengde F_{10} (normal 10-års vinter)



Figur 13.19 Frostteknisk dimensjonering med isolasjonsplater av ekstrudert polystyren XPS (fra Hb 018, 2005)

Når det gjelder den bæreevnemessige dimensjoneringen av overbygning med frostsikringslag og hvilke bæreevnegruppe som skal benyttes for ulike isolasjonsmaterialer, vises det Håndbok 018 (2005), Kap V1.4.

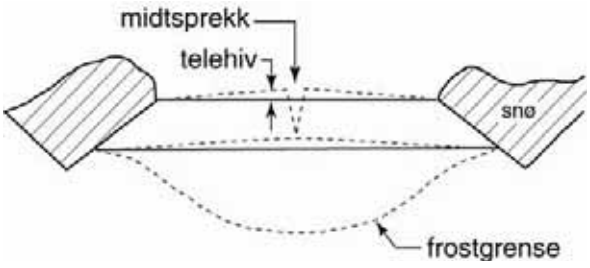
13.7 SKADETYPER OG PROBLEMSTILLINGER

13.7.1 Telehiving

Telehiving kan føre til sprekkdannelse i vegens lengderetning. For å unngå dette kan vegen frostisoleres som tidligere beskrevet. Armering av asfalt med stålarmering og med geonett etc. har også vært benyttet for å fordele rissene og hindre eller redusere skader.

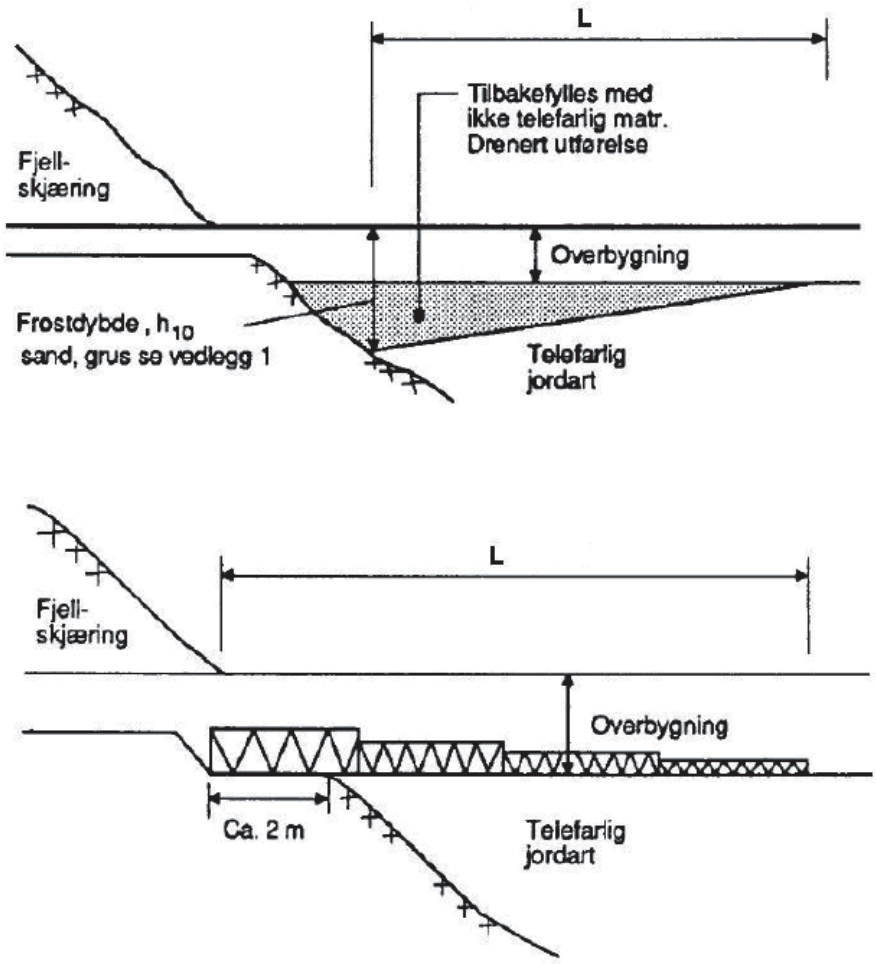
Brøytekanter fører ofte til telesprekker i vegdekket. Da snøen isolerer på sidene vil frostdybden ofte bli størst midt i vegen. Telehivingen blir derfor også normalt størst i midten

av vegen. Se figur 13.20.



Figur 13.20 Sprekkdannelse som følge av telehiving.

Sprekkdannelse tvers av vegen og ujevn vegbane kan oppstå ved skiftende grunnforhold, for eksempel ved overgang fra fjellskjæring til fylling på telefarlig grunn. Utkiling kan da benyttes. Figur 13.21 viser eksempler på utkiling med grus og isolasjonsmaterialer. Det vises videre til håndbok 018 Vegbygging, 2005.



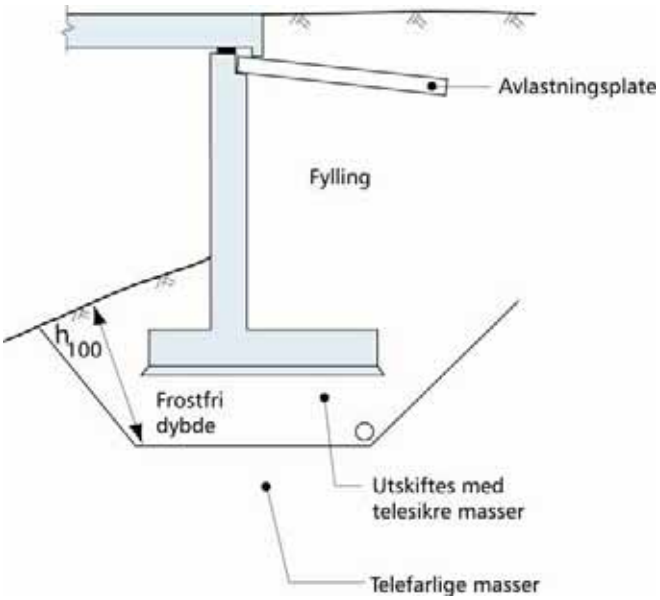
Figur 13.21 Overgang fjellskjæring - telefarlig grunn/underbygning (fra Hb 018, 2005).

Nødvendig utkilingslengde L kan hentes fra tabell figur 13.22

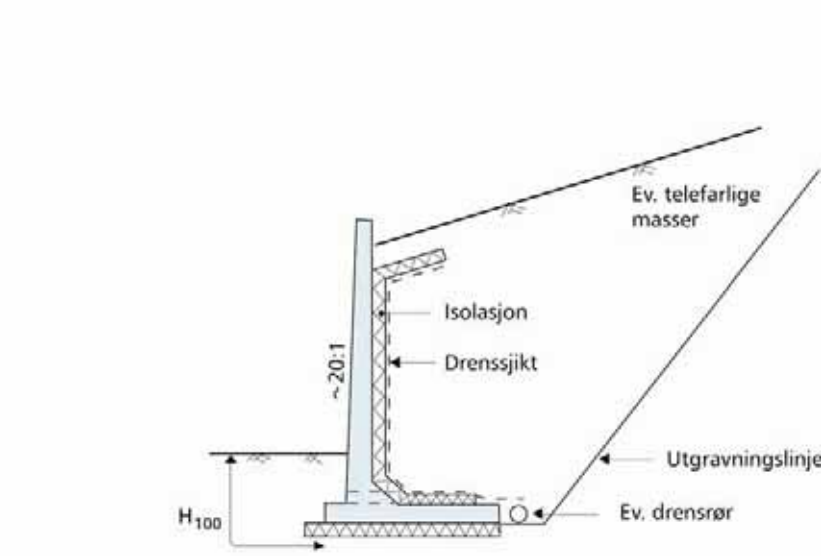
Skiltet hastighet, km/t	Utkilingslengde L, m
≤ 50 og g/s – veger	10
60	15
80	25
100	30

Figur 13.22 Eksempler på utkilingslengder (fra Hb 018, 2005)

Støttemurer (gravitasjonsmurer, vinkelstøttemurer, forankrede konstruksjoner), landkar, pillarfundamenter osv. må sikres mot telehiving. I praksis gjøres dette ved at det skiftes ut med ikke telefarlige masser til frostfri dybde (se eksempel på figur 13.23) eller ved at det benyttes frostisolasjon (se eksempel på figur 13.24). Ved bruk av isolasjonsplater for konstruksjoner med store overførte fundamenttrykk må det påses at isolasjonsplatene har tilstrekkelig langtids trykkstyrke i relasjon til permanent last (for XPS 0,35 av korttids trykkstyrke).



Figur 13.23 Frostsikring ved utskifting av masser til frostfri dybde.

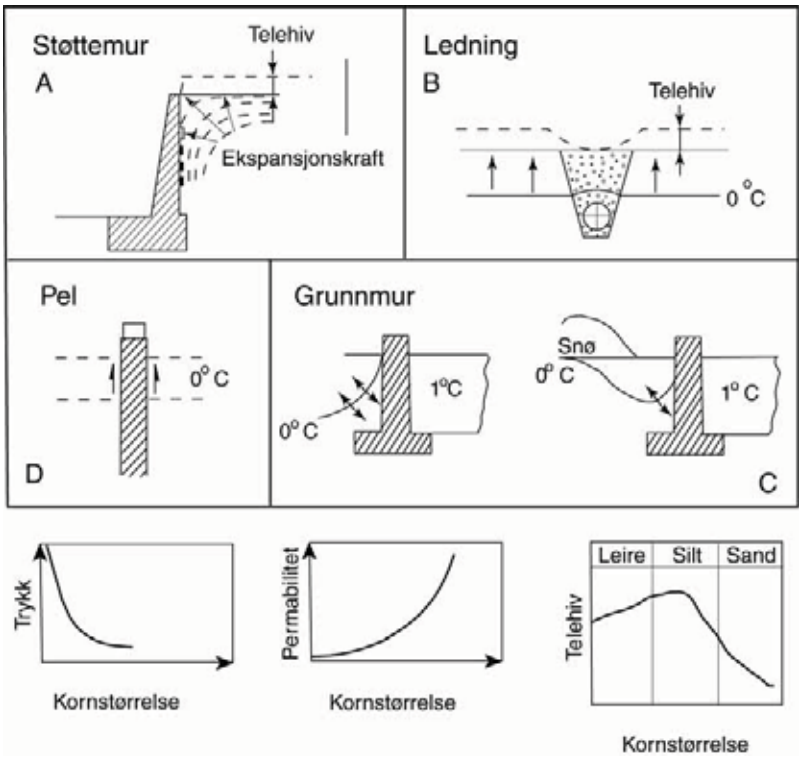


Figur 13.24 Frostsikring med isolasjonsplater.

Telehiving i veg kan også bli ujevn der ledninger føres gjennom vegen, slik det er vist i figur 13.25 B. Her kan en isolere eller bruke utkiling med grus.

13.7.2 Ekspansjonstrykk ved frysing.

Telekreftene virker vinkelrett på isotermene og faller sammen med varmestrømsretningen. Ekspansjonskrefter som kan oppstå ved enkelte fundamenter, er skjematisk vist i figur 13.25.



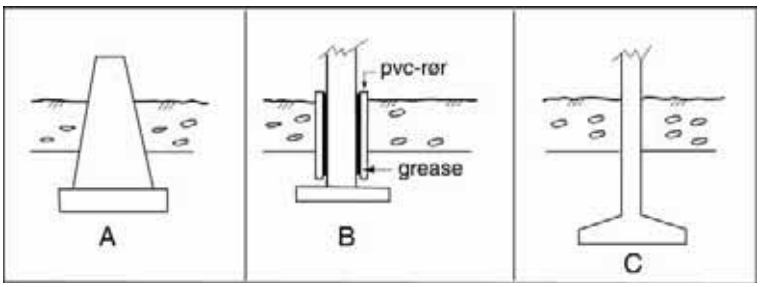
Figur 13.25 Telekrefter og telehiving på forskjellige konstruksjoner.

Det er ikke mulig å forutsi teletrykkets størrelse med brukbar nøyaktighet. Ekspansjonstrykket fra en og samme jordart kan bli forskjellig fra år til år avhengig av vinterkulden. Teletrykket kan variere fra null til flere tusen kN/m^2 alt etter hvilke deformasjonsmuligheter jordarten har. Telekreftene blir større jo mer finkornig jordarten er, men da kapillariteten avtar med økende leirinnhold, vil den resulterende virkning av kraft og bevegelse avta når leirinnholdet øker utover en viss grense.

Ekspansjonskreftene og telehivinger vil øke så lenge frysingen pågår. Stopper telefronten opp eller går tilbake, vil ekspansjonstrykket reduseres.

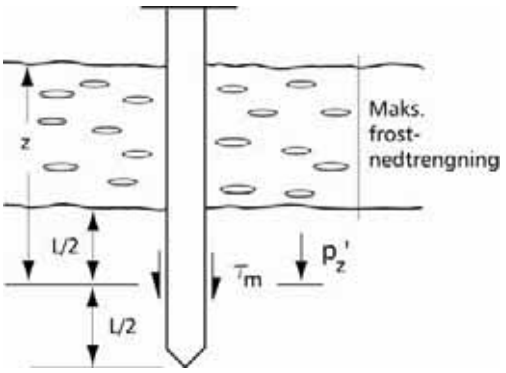
13.7.3 Sidegrep fra telen.

Sidegrep på fundamenter kan hindres eller reduseres ved å gi dem en konisk utforming slik at de smalner oppover, ved å gi dem en glatt overflate, eller ved å omgi dem med masser som danner et tørt "rullelager" (som drenert lettklinker). Se figur 13.26 A, B og C. Sidegrep kan også hindres ved å sørge for forankring mot løfting i de underliggende massene.



Figur 13.26 Tiltak mot sidegrep fra telen.

Peler må forankres mot sidegrep ved å føre pelen så langt ned under frostritt dyp at den fastholdes av jorda under. Se figur 13.27. Løftekraft ved sidegrep på ulike typer peler er gitt i figur 13.28. Merk at tabellen gjelder for peler med diameter / sidekant 200 – 350 mm.



Figur 13.27 Forankring av peler på frostfritt dyp.

LØFTEKREFTER VED SIDEGREP, kN									
Pelemateriale	**Frostmengde. F_{100} h^0C**								
	10 000			**30 000**			**50 000**		
	A	**B**	**C**	**A**	**B**	**C**	**A**	**B**	**C**
Stål	50	25	30	100	40	60	140	50	80
Tre	30	15	20	50	20	30	60	20	40
Betong	30	15	20	80	30	50	100	30	60
Betongvegg pr. løpemeter	25	10	15	40	20	20	50	20	30
A = pel i tørrskorpeleire, ubehandlet B = Pel i siltjordarter med eller uten bitumen C = Pel i tørrskorpeleire, bitumenbehandlet									

Figur 13.28 Løftekraft ved sidegrep på peler med diameter / sidekant 200 – 350 mm.

Forankringskraften F_n regnes for negativ friksjon etter formlene:

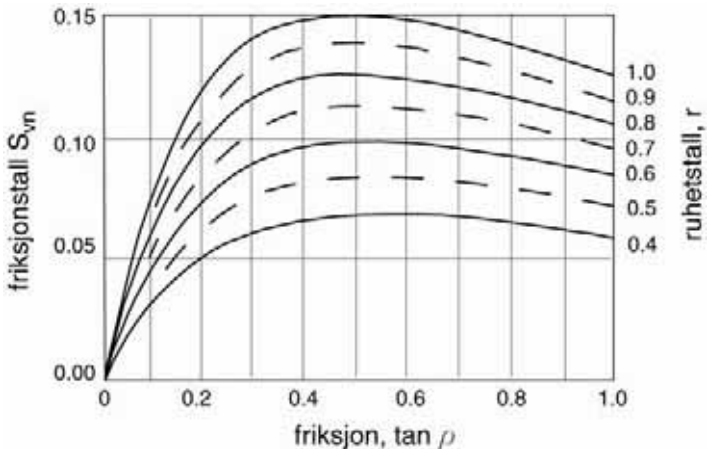
$$\tau_{vn} = S_{vn} \cdot (a + p_z')$$

$$F_n = \tau_{vn} \cdot overflaten\, av\, pelen$$

a = attraksjonen i den ufrosne jorda.

p_z' = effektiv vertikalspenning i dybde z

Friksjonstallet S_{vn} kan finnes av diagrammet i figur 13.29. Ruhetstallet r er gitt i figur 13.30



Figur 13.29 Diagram for bestemmelse av S_{vn} (fra Janu 1976)

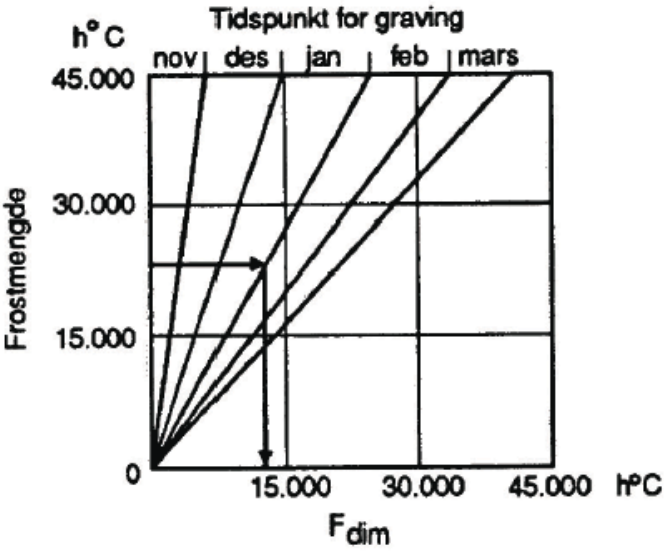
Dybde z (m), se figur 13.28	0 - 5	5 - 10	10 - 20	> 20
Ruhetstallet r	0,9	0,8	0,7	0,6

Figur 13.30 Ruhetstall r.

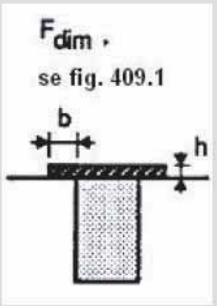
Eksempel på beregning er gitt i 13.8.4.

13.7.4 Midlertidig vinterdekking

Ved beregning av isolasjonsbehovet for vinterdekking for en bestemt tidsperiode benyttes figur 13.31. Frostmengde F_2, F_5 eller F_{10} for hele vintersesongen antas etter den sikkerhet som velges. Ved isolasjon fra start av frem til en bestemt dato benyttes figur 13.31 til å bestemme dimensjonerende frostmengde F_{dim} med utgangspunkt i for eksempel F2. En viss gjennomfrysing kan tillates avhengig av graveutstyr og grunnforhold. Isolasjonstykkelse ved bruk av ekspandert polystyren (EPS) samt nødvendig isolasjonsbredde er vist i tabell figur 13.32 Korreksjon av isolasjonstykkelse for andre materialer er vist i figur 13.33.



Figur 13.31 Bestemmelse av F_{dim} ut fra frostmengde og valgt tidsperiode (fra Hb 018, 2005)

F_{dim}, (h°C)		10 000	20 000		Merknad
Årsmiddeltemperatur (°C)		3-6	3	4-7	
Jordart	Tillatt frostdybde, (m)	Isolasjonstykkelse h, (mm)			
Leire	0,1	40	80	70	
Silt	0,3	25	45	45	
Sand	0,1	60	110	100	
Grus	0,3	40	80	70	
Isolasjonsbredde utenfor grøftekant b, (m)		0,75			

Figur 14.32 Isolasjonstykkelse for ekspandert polystyren (EPS) og nødvendig isolasjonsbredde utenfor grøft (fra Hb 018, 2005)

Materiale	Korreksjonsfaktor
Halm	4
Flis	3
Snø, løs	2
Vintermatte	1

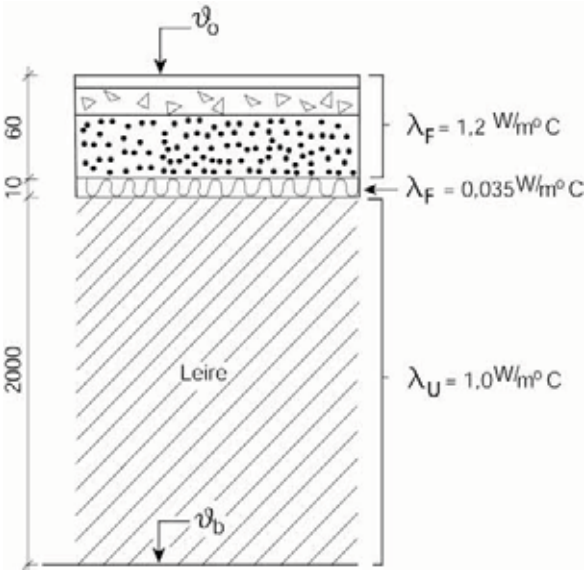
Figur 13.33 Korreksjonsfaktor ved bruk av andre isolasjonsmaterialer enn EPS (fra Hb 018, 2005)

13.8 BEREGNINGSEKSEMPLER

13.8.1 Termisk dimensjonering – kontroll av isolasjonstykkelse

På Ringerike i Buskerud fylke er $F_2 = 16000\ h^0C$ og $\vartheta_m = 4{,}5\ ^0C$

Figur 13.34 viser oppbygging av veg med isolasjonsplate av XPS, samt varmeledningsevnen til de enkelte lagene.



Figur 13.34 Eksempel på veg med tørr isolasjon.

Vegen skal dimensjoneres for midlere temperatur om vinteren, dvs. "vinteramplituden". Fra figur 13.12 er $\vartheta_{Nva} = 12^0C$

Idet vi regner frostmengden for normalåret $F_N = F_2$ og $\vartheta_b = \vartheta_m$ er dimensjonerende overflatetemperatur:

$$\vartheta_0 = \vartheta_m - \vartheta_{Nva} = +4{,}5 - 12 = -7{,}5\ ^0C$$

Varmestrømsmotstanden beregnes som beskrevet i 13.6 b:

$$R_F = \frac{0{,}60}{1{,}2} + \frac{0{,}10}{0{,}035} = 0{,}5 + 2{,}9 = 3{,}4\frac{m^2 \cdot ^0C}{W}$$

For å få varmebalanse over og under nullisotermen er kravet, se punkt 13.6c:

$$R_F \geq R_{FN} \quad \text{der} \quad R_{FN} = \frac{-2\vartheta_0}{\lambda_0 \cdot \vartheta_b}$$

$$\frac{-2\vartheta_0}{\lambda_u \cdot \vartheta_b} = \frac{-2 \cdot (-7{,}5)}{1{,}0 \cdot 4{,}5} = \frac{15}{4{,}5} = 3{,}33\ \frac{m^2 \cdot ^0C}{W}$$

Altså er $R_F = 3{,}4\frac{m^2 \cdot ^0C}{W} > 3{,}33\frac{m^2 \cdot ^0C}{W}$ og isolasjonen er tilstrekkelig.

13.8.2 Telehiving

Hvis det i eksempelet 13.8.1 var utilstrekkelig isolasjon slik at frosten ville ha trengt 0,4 m ned i det underliggende leirlaget, og det antas at leira i volumandel har et vanninnhold på 0,5, bli regnestykket følgende:

$$v \cdot \Delta z = 0{,}5 \cdot 0{,}4 = 0{,}2m$$

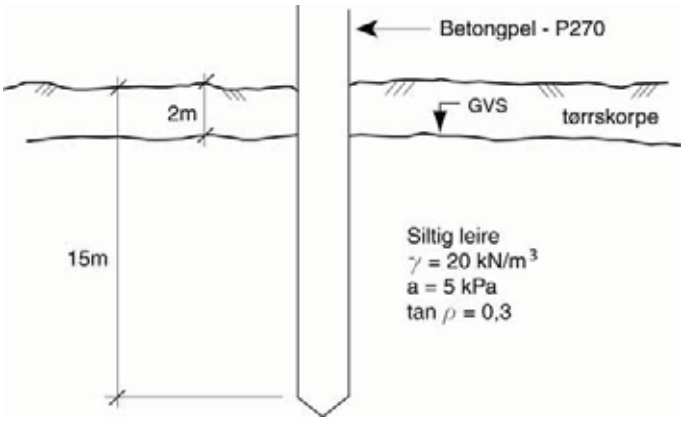
Telehivingsfaktoren β tas ut fra figur 13.14 og for det aktuelle eksempelet regnes $\beta = 0{,}4$

Dette gir:

$\Delta H = \beta \cdot v \cdot \Delta z = 0{,}4 \cdot 0{,}2 = 0{,}08m$ telehiving

13.8.3 Kontroll av frostgrep / telehiving av pel.

En ubehandlet betongpel med sidekant 270 mm er rammet ned i grunnen. Dimensjoner og grunnforhold framgår av figur 13.35.



Figur 13.35 Betongpel i frossen jord.

Frostmengden på stedet er F = 30 000 h^0C og vi regner med to meters frostnedtrenging, dvs. 13 m av pelen står under frostsonen.

Figur 13.28 gir en løftekraft på 80 kN, figur 13.30 gir ruhet r = 0,7 og figur 13.29 gir friksjonstallet S_{vn} = 0,1

Midt på den del av pelen som er under frostsonen er:

$$p_z' = 2 \cdot 20 + 10 \cdot 6{,}5 = 105\,kPa$$

Overflate av den del av pelen som er under frostsonen er :

$$O = 0{,}27 \cdot 4 \cdot 13 = 14 m^2$$

Forankringskraften kan da beregnes som:

$$F_n = \tau_{vn} \cdot O = \left(S_{vn} \cdot \left(a + p_z'\right)\right) \cdot O = \left(0{,}1 \cdot \left(5 + 105\right)\right) \cdot 14 = 154 kN$$

Forankringskraften eller motholdet er større enn løftekraften ($1454 kN >> 80 kN$)

I tillegg til beregnet forankringskraft kommer vekten av pelen (minus oppdrift).

Det er imidlertid viktig å være klar over at motholdet i leira er plastisk, og at det kan oppstå hevning ved langvarig strekk. Dimensjoneringen må derfor skje med henblikk på ømfintligheten av konstruksjonen.

13.9 SYMBOLLISTE

Symbol	Forklaring	
a	attraksjon i ufrossen jord	
β	telehivingsfaktor	
F	frostmengde	
F_{dim}	dimensjonerende frostmengde	
F_N	forstmengde for normalåret	
F_n	forankringskraft	
h	tykkelse av frostisolerende materiale	
ΔH	telehiving	
K	grader Kelvin	
K_F	frostdybdefaktor	
L	nødvendig utkilingslengde	
λ	varmeledningsevne	
λ_F	varmeledningsevne i frossen jord	
λ_U	varmeledningsevne i ufrossen jord	
q	varme	
r	ruhetstall	
ρ	mobilisert friksjonsvinkel	
R_F	varmestrømsmotstand	
R_{FN}	nødvendig varmestrømsmotstand	
S_{vn}	friksjonstall	
t	tid	
T_t	telefarlighetssklasse	
ϑ	temperatur	
ϑ_b	temperatur 2 m under nullisotermen	
ϑ_0	dimensjonerende overflatetemperatur	
ϑ_m	årsmiddeltemperatur	
ϑ_{Nva}	vinteramplituden	
v	vanninnhold i volum %	
z	lagtykkelse	
z_F	frostfri dybde	

13.10 REFERANSELISTE

1. *Frost i jord, Sikring mot teleskader*, *Utvalg for frost i jord, Publikasjon nr. 17*. 1976, Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Forskningsråd og Statens vegvesen: Oslo.
2. *Håndbok 018 Vegbygging*. 2005, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.
3. Janbu, N., *Static Bearing Capacity of Friction Piles*, *5th Europen Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 1976: Madrid. p. pp 47-54.

4. Knutson, Å., *Theory and Experience Regarding Frost Penetration and Frost Heave*, *OECD Symposium Frost Action on Roads*. 1973, OECD: Oslo/Paris.

5. Nordal, R.S., Sætersdal, R., Knutson, Å., Refsdal, G., *Research Activities in Norway on Frost Problems, Report to PIARC XIV World Congress Prague 1971*, *Intern Rapport nr. 456*. 1973, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet: Oslo.

Kapittel 14

VANN OG JORD

14.1 INNLEDNING 14-2
14.2 VANNTRANSPORT 14-2
14.2.1 Strømning og erosjonsbetingelser 14-2
14.2.2 Friksjonsfri strømning 14-3
14.2.3 Strømning gjennom jord 14-5
14.2.4 Kapillær transport 14-6
14.2.5 Fordamping og kondensering 14-8
14.3 PORETRYKK 14-10
14.4 GRUNNVANNSSTRØMNING 14-14
14.4.1 Strømnett under en spuntdam 14-15
14.5 GRUNNVANNSENKING 14-17
14.5.1 Overflategrøfter 14-17
14.6 STIKKRENNER OG STABILITETSPROBLEMER 14-18
14.7 BEREGNINGSEKSEMPLER 14-19
14.7.1 Vannstrøm gjennom jorddam 14-19
14.7.2 Graving innenfor avstivet spunt 14-19
14.8 SYMBOLLISTE 14-21
14.9 REFERANSELISTE 14-22

14.1 INNLEDNING

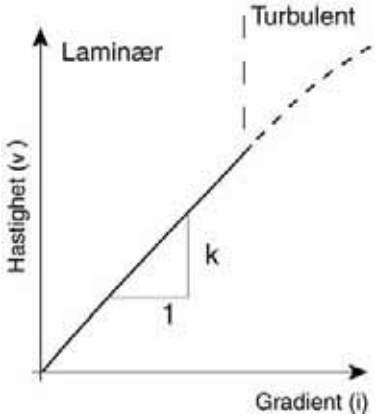
Dette kapitelet tar for seg vannets innflytelse på veg-geotekniske problemer. Kapitelet behandler kort vannstrømning i mettet og umettet sone, litt om vannets egenskaper og avslutter med noen praktiske eksempler. Temaet er delvis behandlet i flere av de andre kapitlene og i andre håndbøker. De temaene som er beskrevet andre steder blir kun kort nevnt her med en henvisning til det aktuelle kapittel

14.2 VANNTRANSPORT

Vann kan transporteres på mange ulike måter. På jordoverflaten renner vann i bekker og elver, i rør og langs bakken. Under jorda transporteres vannet i hulrom eller porer i jorda. I de fleste tilfeller er vi ikke spesielt interessert i hvordan vannet strømmer i hver enkelt pore, men ønsker å se på en midlet strømning over et større område på meter, kilometerskala. Til dette benyttes bl.a. Darcy's lov som blir behandlet i dette avsnittet.

14.2.1 Strømning og erosjonsbetingelser

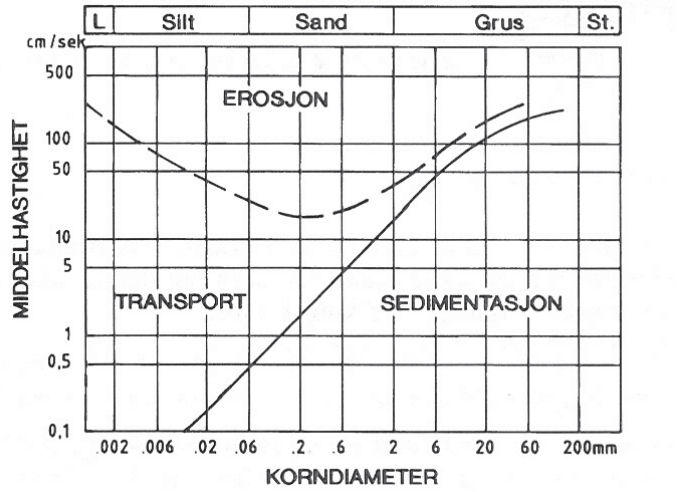
Laminær strøm av vann er strømning uten virvler, dvs. alle vannpartiklene strømmer laminært eller side om side. I turbulent strømning er hastigheten så stor at det dannes virvelbevegelser og vannpartiklene kastes om hverandre. Typiske eksempler på laminær strømning er vann som renner rolig i en elv eller grunnvannsstrømning gjennom porene i en sand. Når vannhastigheter øker blir strømningen mer og mer turbulent. Slik er det i bekker og elver der vannet går i kast i kast, eller i stryk og ved urolig strøm. Turbulens kan gi sterk erosjon i elver, spesielt der strømningen går raskest som for eksempel i ytterkanten av svinger og i bunnen. NVEs veileder nr 4/2009, har utdypende informasjon om hvordan man skal forholde seg til strømning og erosjon ved dimensjonering av erosjonssikring av stein. Figur 14. 1 illustrerer forholdet mellom laminær og turbulent strømning.



Figur 14. 1 Turbulent og laminær strømning.

Ved ethvert inngrep i et elveprofil, for eksempel ved utfylling, graving, bygging av brupilarer etc. vil det oppstå endringer av strømningstilstanden som ofte kan forårsake endret erosjonsaktivitet i elva. Innsnevring eller utvidelse av profilet vil normalt ha virkning på strømforholdene, både oppstrøms og nedstrøms, i ugunstigste fall over betydelige elvestrekninger. I mange elveløp foregår også en naturlig erosjon som kan få betydning selv

for konstruksjoner som ikke er i direkte berøring med vannet. Erosjon, transport og sedimentasjon i vann som funksjon av kornstørrelse og strømningshastighet er angitt i Hjulstrøms diagram, som vist i Figur 14. 2



Figur 14. 2 Hjulstrøms diagram.

Figur 14.2 viser sammenhengen mellom kornstørrelse og grensehastighet for erosjon av ensgradert materiale. (Selmer Olsen)

Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) skal kontaktes i forbindelse med inngrep som antas å få nevneverdig virkning på strømningsforholdene og andre konsekvenser for allmenne interesser idet inngrepet dermed er konsesjonspliktig etter Vassdragsreguleringsloven. Konsesjonssøknader behandles av NVE som kan stille vilkår for konsesjon eller avgjøre at tiltaket ikke er konsesjonspliktig. Informasjon om gjeldende lovverk og retningslinjer kan finnes på NVEs Internettadresse www.nve.no.

14.2.2 Friksjonsfri strømning

En annen form for strømning er gitt av Bernoulli som så på konservering av energi. Bernoullis lov er en forenkling av den generelle Navier-Stokes strømningslov og gjelder kun i tilfeller der vi ser bort fra væskens viskositet. Hvis vi i tillegg kan anta at væsken er inkompressibel (dvs. at den ikke kan presses sammen, en vanlig antagelse for vann) og at strømningen er stasjonær vil summen av trykk, kinetisk og potensiell energi være konstant per enhetsvolum i et hvert punkt:

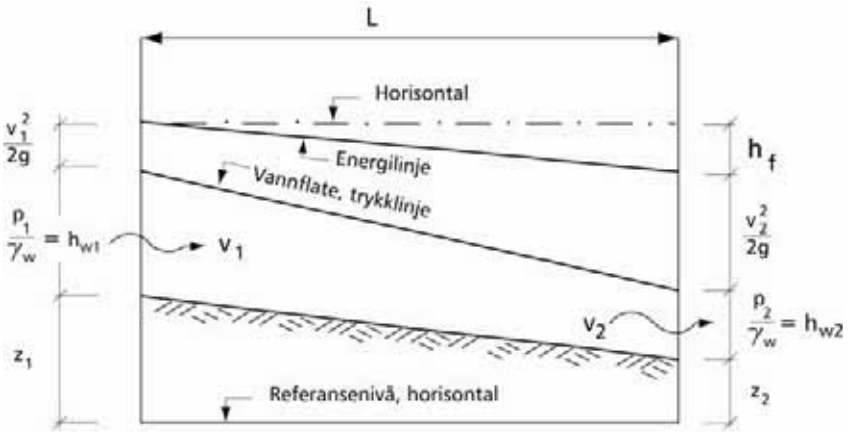
$$\frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\gamma_w} + z + h_f = konstant$$

Her er:

- v = vannhastigheten (m/s)
- g = tyngdens akselerasjon ($9{,}81 m/s^2$)
- p = vanntrykket (kN/m^2 - ofte målt ved elvebunnen)
- h_f = friksjonstap (m)
- γ_w = tyngdetetthet av vann (ca.10 kN/m^3)
- z = stedshøyden (m)

Denne likningen er integrert langs en strømlinje. En konsekvens av likningen er at hastigheten øker når trykket faller. Dette prinsippet utnyttes i designet av en flyvinge som er

utformet slik at lufta strømmer raskere over vingen enn under. Når trykket er lavest over vingen suges flyet oppover. Energinivåer i et åpent vannløp er illustrert i Figur 14. 3.



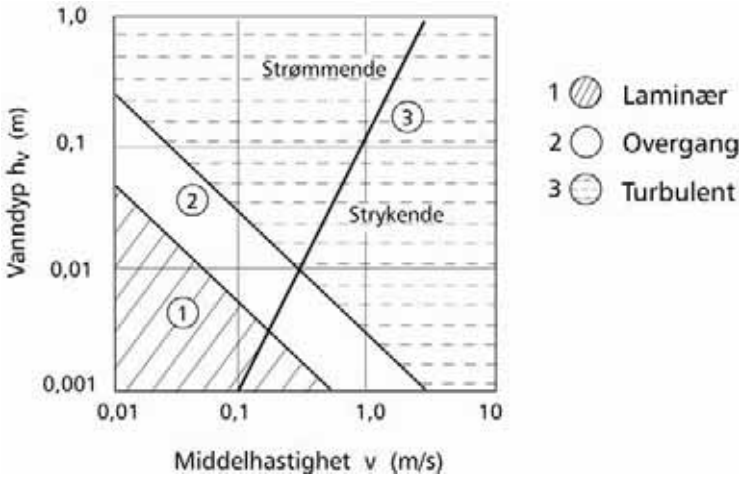
Figur 14. 3 Åpent vannløp, energinivåer.

Vi kan ha praktisk anvendelse av dette blant annet for åpne vannløp som i figur 14.7. der bevaring av energi langs en strømlinje gir oss

$$\frac{v_1^{\,2}}{2g} + h_{w1} + z_1 = h_f + \frac{v_2^{\,2}}{2g} + h_{w2} + z_2 \quad .$$

I dette uttrykket er z_1 og z_2 høyden over et gitt referansenivå (datum) ofte kalt stedshøyden (eks høyde over havet). Uttrykkene h_{w1} og h_{w2} representerer vanntrykket og blir ofte referert til som trykkhøyden. Summen av stedshøyden og trykkhøyden gir totalhøyden og er den potensielle energien i uttrykket. De to verdiene $\frac{v_1^{\,2}}{2g}$ og $\frac{v_2^{\,2}}{2g}$ er den kinetiske energien mens h_f er friksjonstapet, gitt som en høyde.

I åpne løp kan så vel laminær som turbulent bevegelse være strømmende eller strykende. Er bevegelsen strykende, vil det si at en forstyrrelse av bevegelsen, som for eksempel en bølge, ikke kan forplante seg oppover mot strømretningen. Strømmende bevegelse har vi når den kinetiske energien er mindre enn den potensielle. I motsatt tilfelle betegnes bevegelsen som strykende. Hvis vi antar konstant vanndyp, får vi strømmende bevegelse når $v < \sqrt{2 \cdot g \cdot h_w}$ og strykende bevegelse når $v > \sqrt{2 \cdot g \cdot h_w}$.
Figur 14. 4 viser de forskjellige tilstandene for vann i åpent løp med noenlunde konstant vanndyp.



Figur 14. 4 Strømningstilstander ved åpent løp.

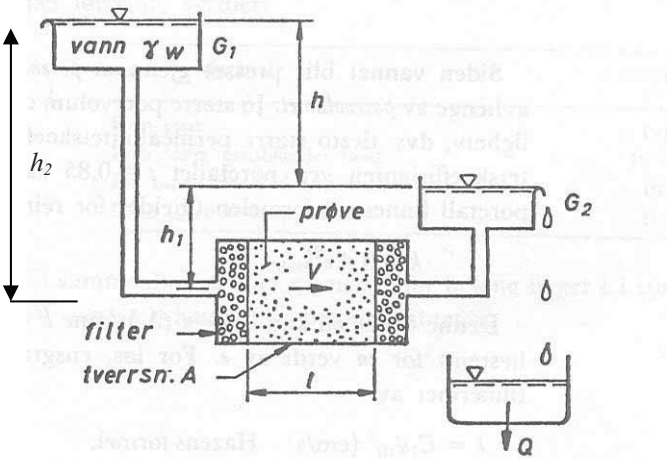
Ved dimensjonering av erosjonshindrende tiltak se NVEs veileder nr 4 2009. Det vises også til Håndbok 274 kapittel 3.4.

For mer detaljert beregning av strømningshastighet vises det til Vassdragshåndboka.

14.2.3 Strømning gjennom jord

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 benytters midlede størrelser og noen av de effektene som skyldes kompleksiteten på mikronivået gjengis på et makroskopisk nivå. Porøsiteten *n*, definert som forholdet mellom porevolum og total volum av en jordprøve, er et eksempel på en størrelse som er midlet over et stort antall porer.

Begrepet permeabilitet og proporsjonaliteten mellom trykkgradienten og strømning ble først etablert av Henry Darcy (1856). Darcy målte hvordan vann strømmet gjennom ulike sorteringer av sand. Hastigheten han målte, ofte referert til som Darcy hastigheten eller volum strøm, er en midlet størrelse. På grunn av de små porediameterne er strømningen så langsom at vi antar ingen akselrasjon. Prinsippet for Darcy's målinger av laminær strømhastighet gjennom en jordart er vist i Figur 14. 5.



Figur 14. 5 Darcy's eksperiment for måling av vannstrøm pr. tidsenhet og permeabilitet.

Vannet renner gjennom et rør av lengde l og tverrsnitt A fylt med en homogen sand. Darcy fant ut at volumstrømmen Q med enhet (m^3/s) avhenger av forskjellen i vann-søylene, ofte referert til som bare høyde eller trykkhøyde h_1 og h_2:

$$Q = kA\frac{h_2 - h_1}{l} = kA\frac{h}{l} = kAi$$

der *k* er permeabilitetskoeffisienten (m/s) som avhenger av type sand og viskositeten til vannet. *i* er gradienten gitt som forskjellen mellom de to trykkhøydene delt på lengden av jordprøven.

Siden $Q = v \cdot A = kAi$ kan vi sette at $v = k \cdot i$ og dette er en gjennomsnittshastighet for jordvolumet. Den reelle hastigheten i porene v_s vil være større avhengig av porøsiteten $n = \frac{V_p}{V}$ og $v_s = ki/n$, men dette har liten praktisk interesse.

Ved strømning i jord har vi bruk for permeabilitetskoeffisienten k (se kapittel 2.9.8).

14.2.4 Kapillær transport

Over grunnvannsspeilet ligger det vi kaller for den umettede sonen. I motsetning til den mettede sonen under grunnvannsspeilet der porene er helt fylt med vann, er porene i den umettede sonen fylt med en blanding av vann og luft. Metningsgraden kan endres og vil variere med faktorer som nedbør, vegetasjon og årstiden. Kapillær- og adsorpsjonskreftene (generert av de kohesive og de adhesive kreftene mellom vannmolekylene og jordpartiklene) holder på vannet i den umettede sonen. Disse kreftene virker mot gravitasjonskraften som prøver å dra vannet vekk fra jorda. 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

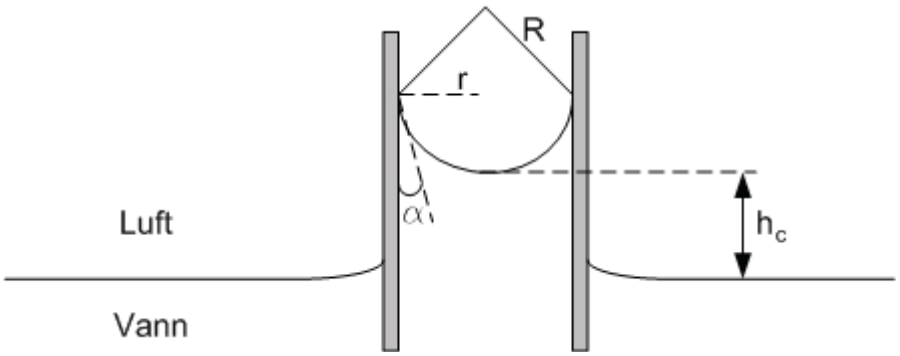
av kontaktvinkelen mellom vannet og rørveggen, se Figur 14. 6. Denne er igjen et resultat av en kraftbalanse mellom overflatespenningen mellom vann-luft, vann-jord og luft-jord. Ettersom vanntrykket er lavere enn atmosfæretrykket i luften vil vannet stige oppover i poren. Vannet vil stige helt til kapillærtrykket ballanseres av det hydrostatiske trykket av vannet i kolonnen. Fra denne kraftballansen kan vi utlede en formel for kapillær stigehøyde, se figur 14.11.

$$h_c = \frac{2\psi \cos\alpha}{r(\rho_w - \rho_l)g} \approx \frac{2\psi \cos\alpha}{r\rho_w g}$$

Der:

α = kontaktvinkelen mellom vannet og rørveggen
ψ = overflatespenningen (N/m)
r = radien til røret
ρ_w = tettheten til vannet
g = tyngdens akselrasjon.

Det er vanlig å se bort fra ρ_l, tettheten til luft da denne er vesentlig mindre enn tettheten til vann. Benevningen blir i meter når overflatespenningen her er gitt i N/m.



Figur 14. 6 Kapillær stigehøyde

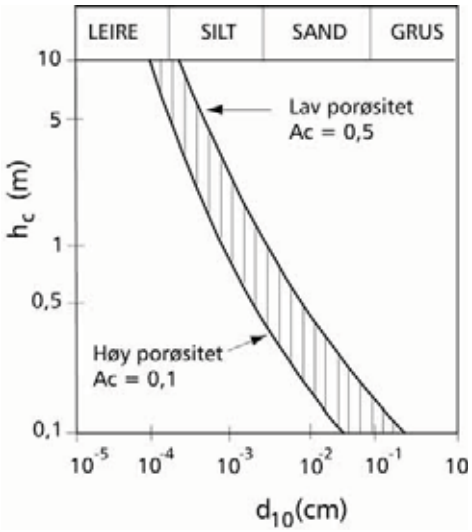
Hvis vi antar at $\alpha = 0$ og benytter typiske verdien for de andre parametrene i likningen kan følgende forenklede formel benyttes:

$$h_c = \frac{0{,}15}{r} \quad (\textit{enhet: cm})$$

Fra denne formelen er det lett å se at jo smalere porerøret er jo høyere stiger vannet.
En annen tilnærming til kapillær stigehøyde er gitt som (Rørvik)

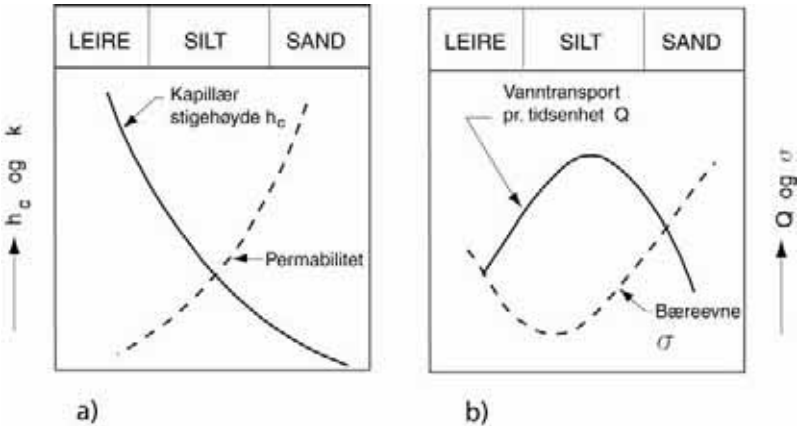
$$h_c = \frac{A_c}{e \cdot d_{10}}$$

Der $0{,}1 < A_c < 0{,}5$, (angitt i cm^2), e er poretallet og d_{10} (cm) er ekvivalent korndiameter ved 10% gjennomgang (cm). Sammenhengen mellom kapillær stigehøyde og jordart (beskrevet ved d_{10}) er vist i Figur 14.7.



Figur 14. 7 Kapillær stigehøyde i jord.

I fine masser som leire er oppsugingskraften, dvs. kapillær stigehøyde (h_c) stor, mens permeabiliteten (k) er liten. I grove masser er det omvendt. Se Figur 14.8 a). Siden vannvolum transportert pr. tidsenhet (Q) i den umettede sonen er avhengig av begge faktorene vil det være et optimum imellom disse. Det ligger i siltfraksjonen, som vist på figur 14.8 b).



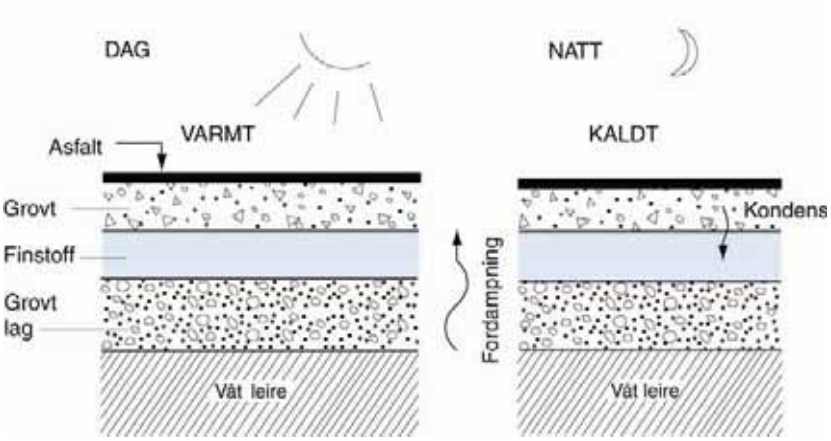
Figur 14. 8 Effekter av kapillær oppsuging.

Figur 14.8 viser også hvordan kapillær oppsuging, for eksempel i forbindelse med islinsedannelse, kan føre til nedsatt bæreevne (σ) i silt/leirfraksjonen i vårløsningen.

For å hindre kapillær oppsuging kan en legge inn et kapillærbrytende lag i konstruksjonen. Dette er et lag av grove masser med stor porøsitet slik at tyngdekraften overstiger de kapillære kreftene. Dermed blir den kapillære stigehøyden lav. Tykkelsen på laget må overstige denne høyden.

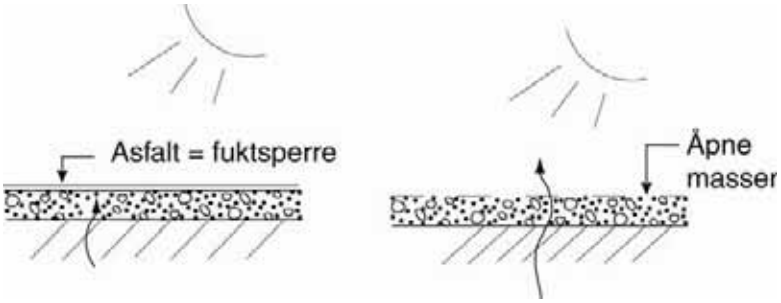
14.2.5 Fordamping og kondensering

Grunnvannet stiller seg inn i et likevektsforhold mellom tilførsel og vanntap. Tilførselen kan komme ved nedbør, tilstrømning - vanntransport, kapillærtransport og ved damptransport.



Figur 14.9 Vanntransport ved fordampning / kondens

Figur 14.9 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 kan binde vann til seg kapillært. På den måten kan det skje en oppfukting av finstoff som ligger over et kapillærbrytende grovt lag. Dette kan gi teleskader, selv om det ikke er kapillær forbindelse til grunnvannet.



Figur 14.10 Fuktsperre og fri fordampning

Figur 14.10 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 dampsperre og føre til oppfukting av massene under. Gressdekke og vegetasjon virker som demper på fordamping. Avskoget mark tørker ut.

Figur 14.11 Oppfukting av leirfylling.

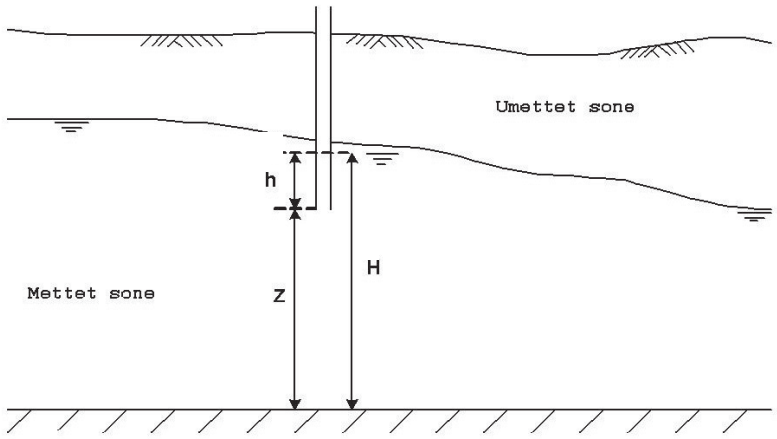
Figur 14.11 viser grunnvannsnivået (GVS) før og etter utlegging av en stor leirfylling. Leirfyllingen blir av naturen oppfattet som en høyde i terrenget. Det oppstår en ny likevekt mellom tilførsel og avdamping, med et hevet grunnvannsnivå. Dersom leirfyllingen

opprinnelig ble bygget av forholdsvis tørre masser vil disse fuktes opp og miste en del av fastheten. Dette kan føre til deformasjoner og utrasing. Dersom massene var våte da de ble lagt ut, kan de med tiden bli fastere etter hvert som overskuddsvannet drenerer ut.

Eksemplene som er nevnt her er illustrerende. Det er viktig at geoteknikeren og vegbyggeren forstår de mekanismene som virker ved fuktendringer som følge av ytre forandringer, slik at en ikke får ubehagelige overraskelser.

14.3 PORETRYKK

Trykket i grunnvannet måles ved poretrykksmålinger, se kapittel 1, avsnitt 1.8.2. Poretrykket øker normalt lineært med dypet så lenge vannet kan bevege seg fritt. I tette masser kan en pålastning føre til et pore-overtrykk. Permeabiliteten i jordmassene er avgjørende for hvor lang tid det tar for overtrykket å diffundere ut. Hvis poretrykket tilsvarer vekten av den overliggende vann kolonnen kalles trykkfordelingen hydrostatisk. Et hydrostatisk poretrykk øker med ca.10 *kPa* for hver meter dybde under grunnvannspeilet. Figur 14.12 viser en poretrykksmåling i jorda, og sammenhengen mellom vannstand H (trykkhøyde), stedshøyde z og totalhøyde h.



Figur 14.12 Måling av poretrykk i åpent rør

Figur 14.12 viser et tynt rør som går ned i det vannførende laget. Bunnen av det åpne røret er lokalisert ved et nivå z som angir stedshøyden over et gitt referansenivå, eller referanse dyp. Grunnvannet vil stige opp i røret til et nivå *H* ofte referert til som totalhøyde. Vi vil her betegne *H* som vannstand. Vannstanden *H* er gitt som summen av referansehøyden (z) og trykkhøyden eller stigehøyden (*h*) som er høyden av vannkolonnen inne i røret. Trykkhøyden er et direkte mål på poretrykket i stedshøyden, dvs. ved bunnen av røret. Vannstand og poretrykk kan dermed relateres etter følgende formel:

$$H = h + z = \frac{u}{\gamma_w} + z = \frac{u}{\rho_w g} + z$$

Der:

γ_w = tyngdetettheten til vann
g = tyngdens akselrasjon
ρ_w = vannets tetthet (densitet)
u = poretrykk

Jordas effektivspenning er gitt som totalspenningen minus poretrykket:

$$\sigma' = \sigma - u$$

der σ er totalspenning (vekt av jordmassene) og σ‘ = effektivspenning.

Når $\sigma' = 0$ på grunn av poretrykket får vi i sand og silt det som er kalt kvikksandforhold (hydraulisk grunnbrudd) der jorda ikke kan bære noe. Gradienten *i* som er trykkendring pr. lengdeenhet av strømningsvegen, blir da

$$i = \frac{h}{l} = \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

I en tett masse med lav permeabilitet vil en pålastning føre til en økning i poretrykket i et område rundt og rett under lasten. Poretrykksendring pga. udrenert spenningsendring i et 100% vannmettet lag kan anslås med følgende formel

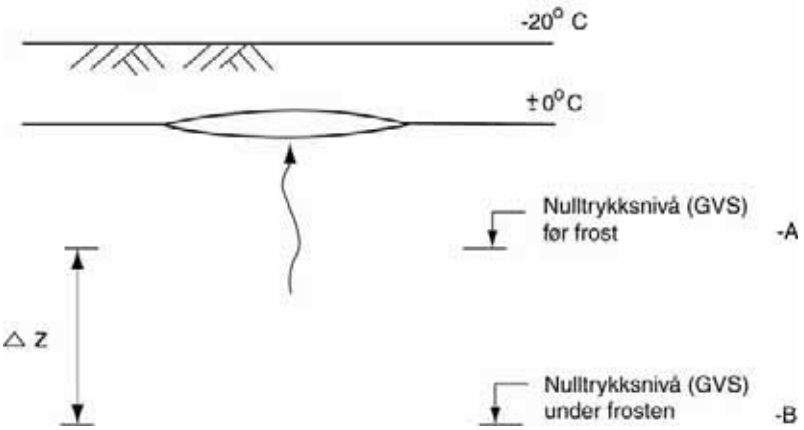
$$\Delta u = \beta\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \equiv \beta\frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} - D(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

Fra laboratorieforsøk bestemmes poretrykksparametrene A, D og β, se kapittel 2. For en 100% vannmettet jord er β=1. For A parameteren har vi følgende, se Figur 14.13

A negativ	Sterkt overkonsoliderte materialer
-1/4 < A < 1/4	Noe overkonsolidert
A = 1/3	Lineært elastiske materialer
½ < A < 1	Normal konsoliderte materialer
A > 1	Sensitive sand/silt strukturer

Figur 14.13 Poretrykks parameter A

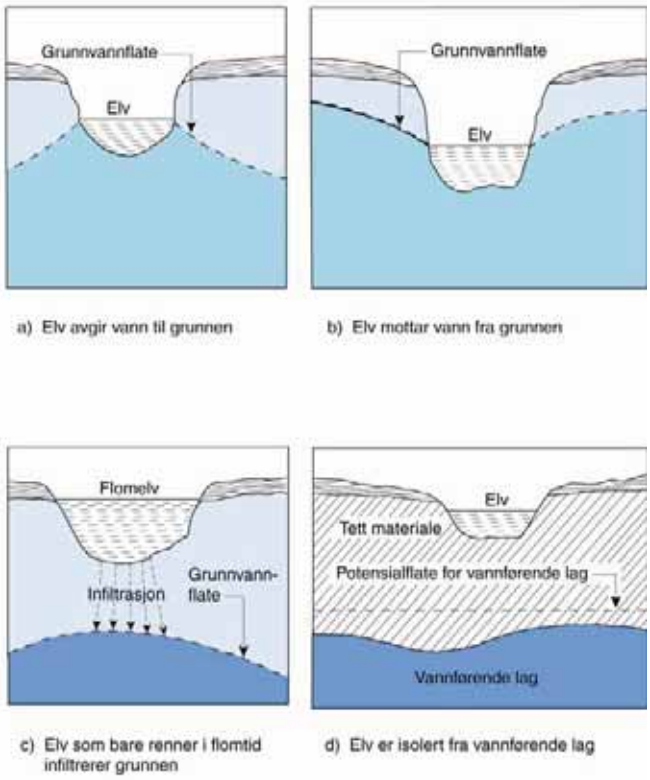
I tette masser som leire der den kapillære sugeevnen er stor, kan fryse- og tineprosesser føre til raske endringer av grunnvannstanden. Under slike forhold er det mer vanlig å snakke om “null-trykksnivå” enn det faktiske grunnvannsnivået. Figur 14.14 viser et eksempel på dette der en islinse ligger og suger opp vann i en silt / leire.



Figur 14.14 Endring av nulltrykksnivå under fryseperioden.

Grunnvannstanden ligger i nivå A. Så "hogger" frosten i, og temmelig øyeblikkelig farer det målte nulltrykksnivået (i en poretrykksmåler) ned til nivå B. Dybdeendringen Δz varierer med frostintensiteten. Dette skjer uten særlig endringer i vanninnholdet i leira, omtrent som spenningsendringer elektrisk kan skje uten særlig strømstyrke. En ser også av dette at det kan være vanskelig å bestemme grunnvannstanden i leire ved å se på forskjell i vanninnhold. En leire/silt kan holde seg kapillært mettet også over "grunnvannsnivået".

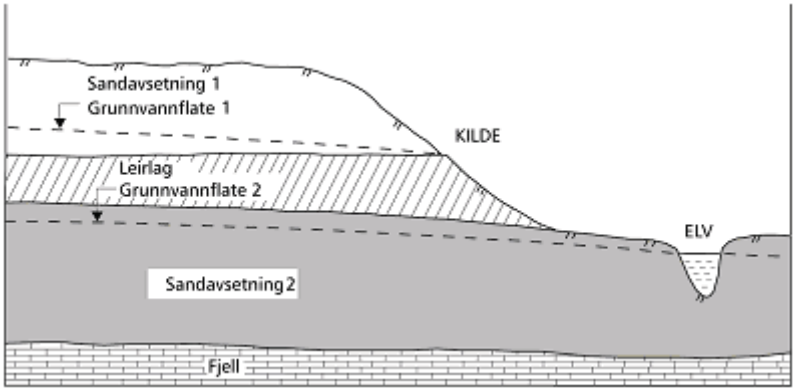
Figur 14.15 viser eksempler på grunnvannets interaksjoner med åpent vann og vannførende lag.



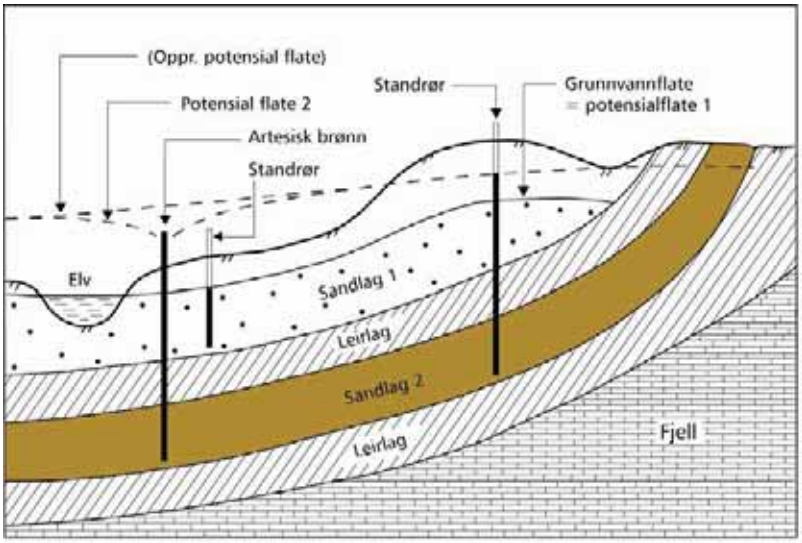
Figur 14.15 Eksempler på grunnvannsinteraksjoner.

Hvor det er lagdelt grunn med vekslende lag av åpne porøse masser som sand eller grus og mindre permeable masser som leire vil det kunne oppstå flere grunnvannsnivåer som illustrert

på figur 14.16. Avhengig av geometri og høydeforskjeller kan det også oppstå trykknivåer i enkelte lag som overstiger hydrostatisk trykk målt fra det stedlige grunnvannsnivå. Dette kalles artesisk trykk og er illustrert på figur 14.17.



Figur 14.16 Eksempel på atskilte grunnvannsnivåer



Figur 14.17 Eksempel på atskilte grunnvannsnivåer og artesisk trykk

Hvis det tette laget over et vannførende lag med artesisk trykk blir punktert, vil vann fra det underliggende laget strømme opp gjennom hullet i det tette laget. Ved grunnundersøkelser er det viktig å være oppmerksom på dette og hvis det er mistanke om artesisk trykk, må tetting av borhull forberedes. Hvis artesisk trykk registreres under boring, må borhullet tettes med en gang boringen er avsluttet ved for eks. å presse en lang trestamme eller stolpe med egnet dimensjon ned i hullet. I mange tilfeller vil dette være tilstrekkelig hvis ikke overtrykket er for stort. Hvis vann fortsetter å strømme opp av hullet, kan mer omfattende tiltak bli nødvendig, spesielt hvis det utstrømmende vannet vasker med seg finstoff fra de underliggende løsmassene. Ved punktering av artesisk trykk er det i noen tilfeller registrert vannstrømning på 150 – 300 liter/minutt, og selv ved små mengder utvasket finstoff pr. liter vann vil det fort bli mange m^3 masse som fjernes i løpte av kort tid. En annen ulempe er at reduksjon i poretrykket på grunn av punkteringen vil kunne føre til konsolideringssetninger. Mulige tiltak kan være å sette ned injiseringsrør i det underliggende vannførende laget og injisere en blanding av sementmørtel og vannglass til hullet er tett. I andre tilfeller hvor det

vannførende laget ligger relativt grunt og det ikke er mulig å benytte injisering, kan bruk av filter være en løsning for å stoppe utvaskingen. En må da være klar over at selv små endringer i de hydrologiske forholdene kan føre til ny ubalanse slik at utvaskingen kan starte på ny. Områder hvor slike løsninger er valgt må derfor overvåkes i ettertid.

Figur 14.18 Utvasket vegbane etter punktering og endret artesisk trykk – Valebø, Telemark (foto: B.K. Dolva)

I tilfeller der det ikke vaskes ut finstoff og det ikke er fare for skadelige setninger, kan det være aktuelt å la det artesiske vannet renne forutsatt at det ledes bort frostfritt slik at det ikke oppstår problemer med iskjøving.

14.4 GRUNNVANNSSTRØMNING

En formel som viser hvordan vannet strømmer under grunnvannsnivået kan utledes ved å ta utgangspunkt i en av bevaringslovene om bevaring av masse. Hvis vannet antas å være innkompressibelt, vil bevaring av masse i et gitt punkt implisere bevaring av volum, eller for vann i bevegelse bevaring av strømning. I tilfelle med stasjonær strømning resulterer dette i den kjente differensiallikningen Laplace's likning. En likning som finnes i de fleste lærebøker om hydrologi og grunnvannsstrømning.

Stasjonær strømning i 2 dimensjoner (x og z retning) er gitt som

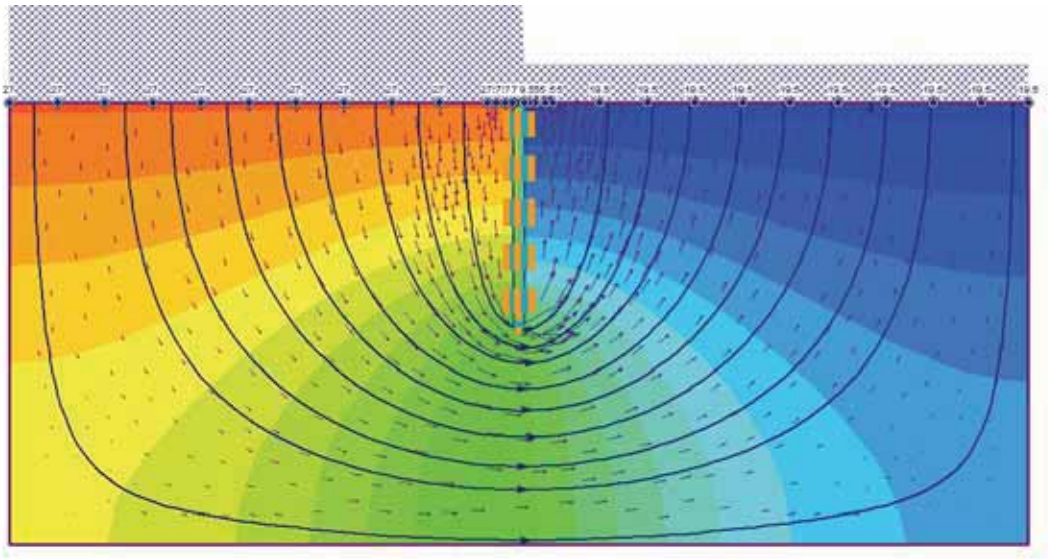
$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad .$$

Her er *h* er trykkhøyden, eller stigehøyden (se avsnitt 14.3.2) mens k_x og k_z er permeabiliteten i hhv x- og z-retning. Hvis vi antar lik permeabilitet i begge retninger (dvs. $k_x = k_z = k$) og erstatter produktet *kh* med et potensial, for eksempel $\Phi = kHh$ der *H* er mektigheten av det vannførende laget vil løsningen av Laplace's likning gi oss to sett med kurver: *strømlinjer* og *ekvipotensiallinjer*. I et lukket vannførende lag er mektigheten eller høyden (H) til det vannførende laget gitt av grensene mot andre mindre permeable lag over og under. En totalsondering vil for eksempel antyde hvor det ligger sand- og leirlag. I tilfelle med et åpent vannførende lag kan *H* bestemmes ved poretrykksmålinger.

Strømlinjene er de linjene vannet beveger seg langs med. 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. Den totale mengden vann som beveger seg mellom to strømlinjer er konstant. Vannpartiklene kan derfor ikke krysse en strømlinje slik at det ikke bli tilført eller tapt noe vann fra et området som er bunnet mellom to strømlinjer. Ekvipotensiallinjene er linjer gjennom punker 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 og slik at resulterende ruter blir tilnærmet kvadratiske.

14.4.1 Strømnett under en spuntdam

For vurdering av vannstrøm under en spuntdam kan strømningsnett benyttes. Spunten er satt ned i en siltig leire med en permeabilitet på k = $0{,}5 \cdot 10^{-8}$ m/sec som antas konstant i hele området. Spunten som antas å stå vinkelrett på snittplanet (i y-retning) er såpass lang slik at strømningen under er tilnærmet todimensjonal. Strømningsnettet er vist i figur 14.19.



Figur 14.19 Strøningsnett for spunt

De blå linjene viser strømlinjene under spunten, mens ekvipotensiallinjene er markert som grensen mellom ulike farger. Det blå skraverte området viser den totale trykkhøyden 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 programmet Phase2 brukt til å regne ut strømnettet. For dette enkle eksempelet og mange andre praktiske formål kan det benyttes et grovt strømnett tegnet for hånd.

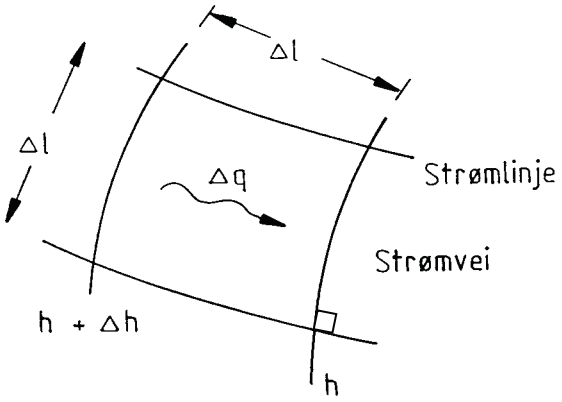
Darcy's lov gir:

$$q = k \cdot A \cdot i$$

Der:

q = vannmengde pr. tidsenhet
A = tverrsnitt på strømveg
i = gradienten
k = permeabiliteten.

Figur 14.20 viser hvordan vi kan beregne strømning 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 14.20 Strømning i en rute.

Satt inn i Darcy's lov får vi følgende for en rute:

$$\Delta q = k \cdot \Delta l \cdot \frac{\Delta h}{\Delta l} = k \cdot \Delta h$$

Ved å innføre at N_f = antall strømveier, N_d = antall potensialfall og H = total trykkhøyde blir $H = \Delta h \cdot N_d$ og $q = \Delta q \cdot N_f$. Da blir

$$\frac{q}{N_f} = k \cdot \frac{H}{N_d} \quad \textit{eller} \quad q = k \cdot H \cdot \frac{N_f}{N_d}$$

Antall linjer som benyttes har ikke stor betydning for resultatet. Et grovt skissert strømnett kan derfor i mange tilfeller være godt nok for vurdering av gradient, vannmengde og eventuelt pumpebehov etc.

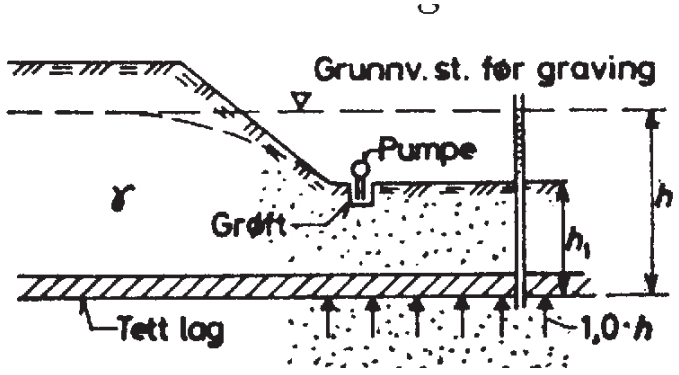
14.5 GRUNNVANNSENKING

Graving under grunnvannsnivået i grov silt og sandjordarter vil alltid være vanskelig, i enkelte tilfeller umulig uten spesielle tiltak. I denne sammenheng benyttes gjerne pumper for å fjerne vann i gravegropa. Dette kan gi oppadrettet strømningsgradient som vil løse opp massene i bunne og i verste fall gi hydraulisk grunnbrudd. Videre vil utløpsgradieneten ved foten av skråningen kunne føre til at skråningen raser uti slakere vinkel.

14.5.1 Overflategrøfter

Dersom gravedybden under grunnvannsnivået ikke er for stor, vil det vanligvis være tilstrekkelig å grave overflategrøfter langs foten av graveskråningen og pumpe vannet fra pumpebrønner i disse.

Et spesielt problem kan oppstå dersom det like under bunnen av utgravingen er et lag med tette masser (leire). Til tross for den lokale grunnvannsenkningen vil poretrykket under dette laget kunne ha kommunikasjon til grunnvannstanden utenfor det senkede området, se figur 14.21.



Figur 14.21 Grunnvannsenking ved pumpesump

For å hindre en heving av gravebunnen må følgende betingelse være oppfylt

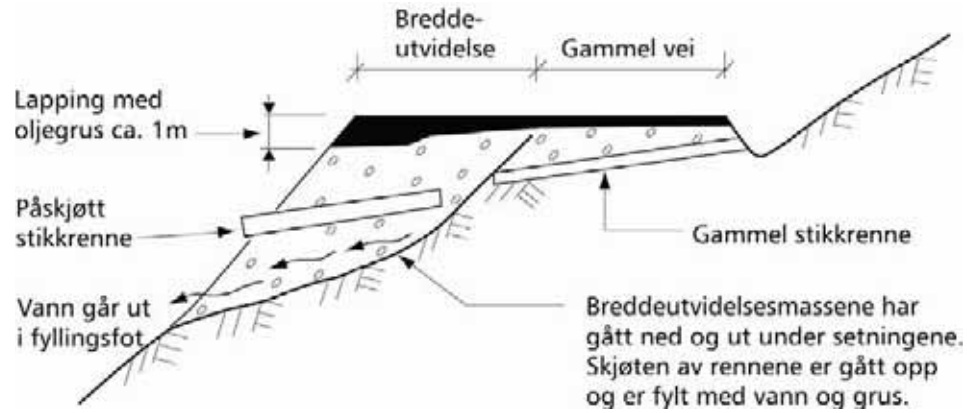
$$\gamma \cdot h_1 > \gamma_w \cdot h \quad eller \quad h_1 > \frac{\gamma_w \cdot h}{\gamma}$$

Dersom h_1 er for liten kan det bores vertikale drenshull som fylles med sand gjennom det tette laget slik at overtrykket kan utlignes (bleeder wells).

For beskrivelse av hydraulisk grunnbrudd henvises det til kap 10.4.2.
For beskrivelse av brønner – sugespisser (well points) henvises det til håndbok 274 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger kapittel 1.9.2.2.

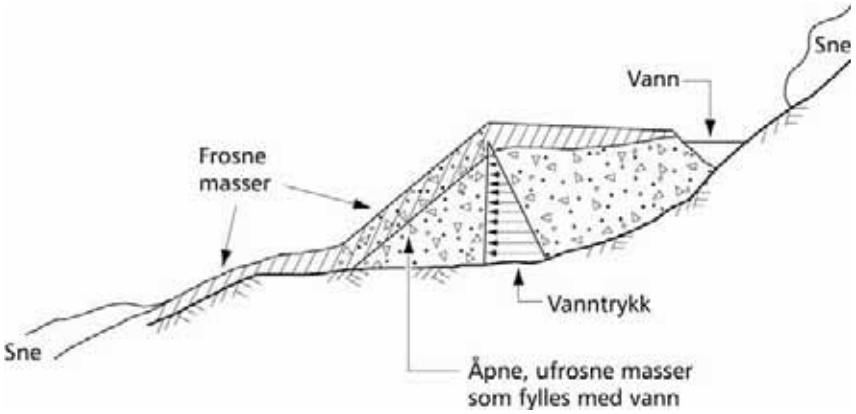
14.6 STIKKRENNER OG STABILITETSPROBLEMER

En hyppig forekommende årsak til instabilitet av veger er at stikkrenner går tette. Det er viktig å sørge for at vann som ledes inn i fyllinga også ledes ut på ordnet vis. Figur 14.22 og 14.23 viser to eksempler på dette.



Figur 14.22 Breddeutvidelse med påfølgende brudd på stikkrenne.

Figur 14.21 viser i prinsipp et tverrprofil som gir store utfordringer med hensyn på vedlikehold. Ved breddeutvidelse ble ny renne skjøtt til den gamle. Men de nye massene ble mangelfullt komprimert. Dette, sammen med mulige setninger i undergrunnen, gjorde at den nye delen av stikkrenna ble dratt ut av skjøten med den gamle. Vegfyllmassene raste ned i mellom. Vannet fra den gamle renna fant seg vei inn i de nye fyllmassene og ga ytterligere dårlig stabilitet. Årvisse setninger ble lappet med oljegrus. Ved utbedringen fant en at det var en meter oljegrus på det meste.



Figur14.23 Tette stikkrenner og frossen grusfylling.

Et annet eksempel på hydraulisk brudd i en vegfylling er vist i figur 14.23. Fyllmassene var åpne. Fronten på fyllinga frøs til gjennom vinteren. Ved vårløsningen klarte ikke avløpet å drenere vannet ut fort nok. Det bygget seg opp et vanntrykk i fyllinga som en dag sprengte frostskorpen i fyllingståen. Det ble et eksplosjonsartet brudd. Etterpå var det forholdsvis greit

å se hva som var skjedd, men på forhånd var fyllinga geoteknisk sett utmerket. At drenssystemet ikke skulle fungere effektivt nok var ikke forutsett.

14.7 BEREGNINGSEKSEMPLER

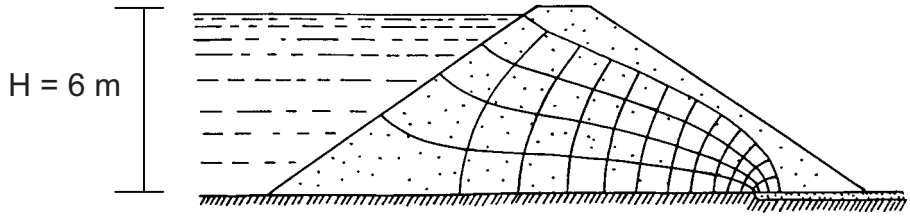
14.7.1 Vannstrøm gjennom jorddam

Benytt figur 14.24 til å anslå vannstrømningen gjennom dammen når vannhøyden er H = 6 m og grunnen består av silt med homogen permeabilitet, der $k = 1{,}5 \cdot 10^{-6} m/s$.

$N_f = 4$ og $N_d = 12$

$$q = 1{,}5 \cdot 10^{-6} \cdot 6 \cdot \frac{4}{12} = 3 \cdot 10^{-6} m^3/s = 0{,}259 m^3/døgn$$

Det kan se ut som om figur 14.36 angir q som m^2/s og ikke m^3/s. Men strømveiens tykkelse regnes en meter inn i planet, så dimensjonen m^3/s er korrekt.



Figur 14.24 Strømnett for homogen jorddam med tåfilter.

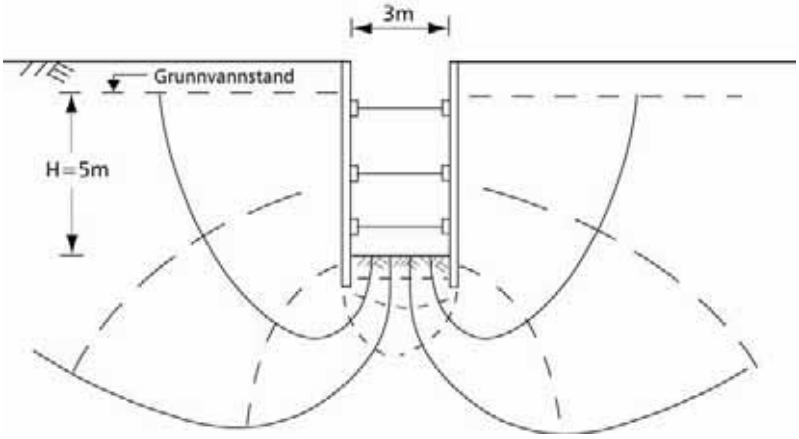
I figur 14.19 er rutene små rundt spuntspissen. Det betyr at trykkfallet pr. lengdeenhet, gradienten, er stor. Figur 14.24 viser hvordan gradienten er stor ved tåen av dammen. Her kunne det bli farlig erosjon dersom ikke et filter ble lagt inn.

Filteret virker som ekvipotensial, idet en overgang fra finstoff til grovt materiale drar strømkurvene ned som vist. Her kan det benyttes et filterkriterium som

$$\frac{d_{15\ filter}}{d_{15\ dam}} > 5 > \frac{d_{15\ filter}}{d_{85\ dam}}$$

14.7.2 Graving innenfor avstivet spunt

Strømnett kan brukes til å analysere slike situasjoner. Figur 14.25 viser et grovskissert strømnett for avstivet spuntgrop.



Figur 14.25 Grovskissert strømnett for spunt i silt. Avstivet utgraving.

Der vannet strømmer opp i grøftebunnen er sidekanten i rutene omtrent 3/5 = 0,6 meter. Trykkfallet er 5 m fordelt på seks ruter i strømretningen. Altså er

$$\Delta h = \frac{H}{N_d} = \frac{5}{6} = 0{,}83 m/m \quad og \quad i = \frac{\Delta h}{\Delta l} = \frac{0{,}83}{0{,}60} = 1{,}38$$

Hvis γ‘ = 10 kN/m^3 og γ_w = 10kN/m^3 viser formelen $i_c = 0{,}1 \cdot \gamma' = 1$ at det vil oppstå “piping” eller “kvikksandsforhold” i det $i > i_c$. Det kan bli nødvendig å senke vannstanden utenfor spunten for å holde vanntrykket nede, og å kjøre spunten dypere under utgravingsbunnen.

Avslutningsvis kan nevnes at for å beregne hvordan grunnvannet beveger seg i de fleste praktiske tilfeller kan slike analytiske overslag gi store avvik fra den virkelige verden. Det anbefales derfor at disse suppleres med numeriske beregningsverktøy.

14.8 SYMBOLLISTE

Symbol	Forklaring	
A	poretrykksparameter	
A	tverrsnittsareal av vannstrøm	
A_c	konstant	
α	kontaktvinkel	
β	poretrykksparameter	
B	bredde	
B_1	pillarbredde	
C	Chezys koeffisient	
C_u	graderingstall	
d_{10}	ekvivalent korndiameter ved 10 % gjennomgang	
D	poretrykksparameter	
e	poretall	
F	sikkerhetsfaktor	
ϕ	fluks	
g	tyngdens akselerasjon	
γ	tyngdetetthet	
γ'	neddykket tyngdetetthet	
γ_w	tyngdetetthet av vann	
γ_m	materialfaktor	
h	høyde	
h	potensial	
h	trykkhøyde	
h_c	kapillær stigehøyde	
h_f	friksjonstap	
h_w	vannhøyde i elv	
H	lagtykkelse	
i	gradient	
i_c	kritisk gradient	
ψ	overflatespenning	
k	permeabilitetskoeffisient	
l	lengde	
L_{FNOS}	lengder tilknyttet plastring av brufundament	
n	porøsitet	
N_d	antall potensialfall	
N_f	antall strømveier	
p	vanntrykk ved elvebunnen	
P	lengden av kontaktflate vann/jord (våt perimeter)	
Q	vanntransport	
q	vannmengde pr. tidsenhet	
r	radius	
R	hydraulisk radius	

ρ_w	densitet av vann	
σ	totaltrykk	
σ'	effektivtrykk	
t	tid	
u	poretrykk	
Δu	poreovertrykk	
u/γ_w	trykkhøyde	
v	vannhastighet	
V	volum	
V_p	porevolum	
z	stedhøyde	
z	plastringstykkelse	

14.9 REFERANSELISTE

1. *Veiledning for måling av grunnvannstand og poretrykk*, *NGF Melding nr. 6* . 1982 Revidert 1 - 1989.
2. *Feltundersøkelser - retningslinjer (CD-versjon tilgjengelig)*, *Håndbok 015*. 1987 Revidert 1 1997, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.
3. *Veg og natur*, *Håndbok 177*. 1994, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.
4. *Vassdragshåndboka*, *Håndbok i forbygningsteknikk og vassdragsmiljø*. 1998, Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE): Oslo.
5. *Kystverket - Moloer*, *Foreligger kun elektronisk (000316_0759\MOLOHAND\)*. 2000, Kystdirektoratet: Oslo.
6. *Vegbygging*, *Håndbok 018*. 2005, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.
7. *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, *Håndbok 274*. 2008, Statens vegvesen, Vegdirektoratet.
8. Bjerrum, L., NGI, Oslo, Publication 89, 14p., et al., *Kvikkleireskred - et studium av årsaksforhold og forbygningsmuligheter*, *Publication 89*. 1971, NGI: Oslo. p. 14p.
9. Haitjema, H.M., *Analytic element modelling of groundwater flow*. 1995: Academic press.
10. Janbu, N., Bjerrum, L., Kjærnsli, B., *Veiledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver*, *Publikasjon nr. 16*. 1956, Norges Geotekniske Institutt: Oslo.
11. Rørvik, T., *Geoteknikk 1, Jordartenes fysiske egenskaper*. 1971, Oslo: Universitetsforlaget.
12. Rørvik, T., *Geoteknikk 3, Fundamentering. Vannstrømming i jord*. 1983, Oslo: Universitetsforlaget.
13. Selmer Olsen, R., *Ingeniørgeologi del I: Generell geologi*. 1976, Trondheim: Tapir.

14. NVE veleder nr 4 2009 Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein. Norges vassdrags- og energidirektorat, Lars Jensen og Einar Tesaker 2009

http://www.nve.no/Global/Publikasjoner/Publikasjoner%202009/Veileder%202009/veileder4-09.pdf

Kapittel 15

LETTE MASSER - GRUNNFORSTERKNING

15.1 INNLEDNING 15-2
15.2 MASSEUTSKIFTING 15-2
15.3 FORBELASTNING 15-2
15.4 LETTE MASSER 15-3
15.4.1 Lettklinker 15-5
15.4.2 Skumglass 15-6
15.4.3 Ekspandert polystyren (EPS) 15-6
15.5 ARMERING UNDER FYLLING 15-7
15.6 PELING UNDER FYLLING 15-8
15.7 VERTIKALDRENERING 15-8
15.8 KALK- / SEMENTPELER 15-9
15.9 ØVRIG 15-9
15.10 REFERANSELISTE 15-11

15.1 INNLEDNING

Vegbygging på dårlig grunn (bløt leire eller silt, humusholdige masser, torv) kan føre til stabilitetsproblemer og / eller setningsproblemer. Dette kapittelet omhandler de mest aktuelle metoder for å bygge på dårlig grunn. I hovedtrekk kan dette gjøres ved at en benytter lette masser som belaster grunnen i minst mulig grad eller ved at den naturlige grunnens egenskaper forbedres når det gjelder fasthet, setningsegenskaper og vanngjennomslippelighet. Det kan også være aktuelt å kombinere metodene; for eksempel forbelastning i kombinasjon med bruk av lette masser vil kunne redusere mengde lette masser betydelig. Dette forutsetter oppfølging av setninger i anleggsperioden med mulighet for justering av lastnivået. Hvilke metoder som velges vil være avhengig av stedlige forhold, dem tid man har til rådighet samt kostnader for den enkelte metode.

Kapittelet gir kun en oversikt over de mest aktuelle metodene, og under hvilke forhold disse egner seg. Når det gjelder dimensjonering / utførelse av den enkelt metode vises det til håndbok 274; Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger (Ref. 2).

15.2 MASSEUTSKIFTING

I enkelte tilfeller kan det være aktuelt å fjerne lite bæredyktige masser og erstatte disse med bedre masser. Metoden er vanligvis best egnet dersom dybde til fast grunn / berg ikke overstiger 8 – 12 m og der det er korte transportavstander og tilstrekkelige massedeponier.

Masseutskrifting kan utføres ved:

- ✓ graving og gjenfylling (eventuelt sprenging)
- ✓ fortrenging med erstatningsmasse (kontinuerlig foran fyllingstippen)
- ✓ nedsprenging av fylling til fast grunn

Masseutskifting kan føre til ukontrollerte glidninger og setninger eller hevninger av nærliggende terreng. Faren for at nærliggende eiendom kan ta skade må vurderes i hvert enkelt tilfelle.

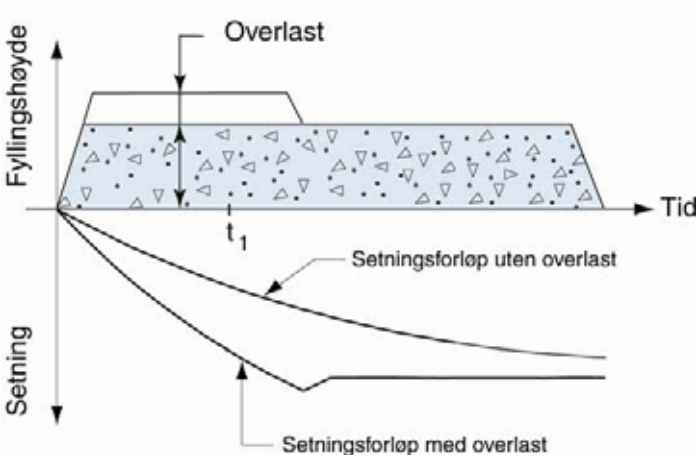
15.3 FORBELASTNING

Metoden går ut på å belaste grunnen slik at den konsolideres for en spenning tilsvarende den planlagte belastningen. Vegfyllinger legges vanligvis ut høyere enn ferdig veg, slik at grunnen får en større belastning enn framtidig setningsgivende last fra fylling eller bru.
Stabiliteten av fyllingen må være tilfredsstillende, det vises til kapittel 4. Det kan legges ut midlertidige motfyllinger for å bedre totalstabiliteten dersom det er plass til dette. For å oppnå maksimal effekt må metoden vurderes tidlig i planfasen slik at forbelastningen får ligge tilstrekkelig lenge. I mange tilfeller må det også frigis grunn.

Forbelastning kan med fordel kombineres med andre metoder som vertikale dren og / eller lette masser.

Forbelastningen påskynder setningsforløpet, se figur 15.1 og gir en viss økning i grunnens skjærstyrke. Denne effekten kan ha betydning dersom langtidsstabiliteten (drenert) er dimensjonerende. Dersom det er korttidsstabiliteten som er kritisk kan et alternativ være

trinnvis oppfylling med poretrykkskontroll. Det vises til håndbok 274; Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger.



Figur 15.1 Akselererte setninger med forbelastning.

Setningene følges opp med nivellement. Dersom setningsutviklingen avviker fra beregningene kan overhøyde / liggetid og eventuelt mengde lette masser justeres.

Når forventet setning/forbelastningseffekt er oppnådd, fjernes forbelastningen og vegfyllingen ferdigstilles.

15.4 LETTE MASSER

Lette masser, dvs. masser med tyngdetetthet < 10 – 12 kN/m^3 kan benyttes til oppbygging av vegfyllinger når de geotekniske forholdene gjør at vekten er avgjørende for stabilitets– og eller setningsforholdene.

Vanlig benyttede lette fyllmasser har hittil vært bark, sagflis, lettbetongavfall, lettklinker og blokker av ekspandert polystyren (EPS). I dag er det i all hovedsak lettklinker og EPS som benyttes i Statens vegvesen, men skumglass er også vært anvendt. Lette masser kan med fordel kombineres med andre metoder som vertikale dren i kombinasjon med forbelastning.

Bruksområdene for slike materialer vil i hovedsak være å:

- ✓ Reduksjon av last på undergrunn, både på ny og eventuell setningsskadet eksisterende veg.
- ✓ Reduksjon av jordtrykk på støttemurer og landkar.
- ✓ Utjevning av setningsforskjeller ved overgang til setningsfrie konstruksjoner
- ✓ Utbedring av skredområder
- ✓ Kompensert fundamentering (ingen tilleggsbelastning på grunnen)
- ✓ Plassbesparende tiltak (vertikale vegger)

Oppdriften av materialene kan skape problemer ved høy vannstand. Det skal sikres at tyngden av fyllingen er større enn oppdriften ved maksimal flomvannstand. Påvisning av tilstrekkelig

sikkerhet mot løfting (UPL) skal i henhold til NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 (Ref. 8) utføres ved å kontrollere at

$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$ der

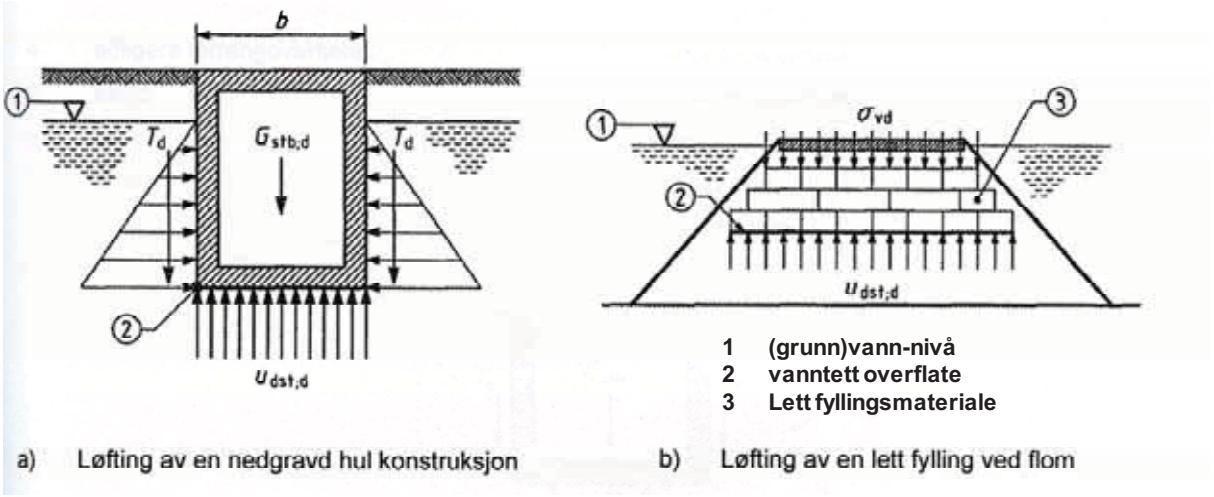
$V_{dst,d} = G_{dst,d} + Q_{dst,d}$ dimensjonerende verdi av kombinasjonen av destabiliserende permanente $G_{dst,d}$ og variable vertikale $Q_{dst,d}$ påvirkninger.

og $G_{stb,d} + R_d$ dimensjonerende verdi av stabiliserende permanente vertikale påvirkninger $G_{stb,d}$ og dimensjonerende verdi av eventuell tilleggsmotstand mot løfting R_d.

Anbefalte minimumsverider for partialfaktorer for lastvikninger er satt til $\gamma_{G,\sup}(\gamma_{G,dst}) = 1{,}1$, $\gamma_{G,\inf}(\gamma_{G,stb}) = 0{,}9$ og $\gamma_{Q,1} = 1{,}5$.

For påvisning av nødvendig sikkerhet mot oppløfting av konstruksjoner hvor det anvendes lette fyllmasser som vist på Figur 15.2 b) benyttes partialfaktorer for lastvirkninger $\gamma_{G,\sup}(\gamma_{G,dst})$ og $\gamma_{G,\inf}(\gamma_{G,stb})$ som samlet gir en sikkerhet på minst

$$\frac{\gamma_{G;stb} \cdot \sigma_{v;d}}{\gamma_{G;dst} \cdot u_{dst;d}} \geq 1{,}3$$



Figur 15.2 Krefter som påvirker konstruksjoners stabilitet mot oppløfting

På figur 15.3 er det vist en oversikt over de byggetekniske egenskapene for lette masser som er mest brukt.

.

Materiale		Lettklinker		Ekspandert polystyren (EPS-blokker)	Skumglass-granulat
Materialkvalitet		Usortert 0 – 32 mm [1] Sortert 10 – 20 mm [2]		Trykkfasthet min. 100 kPa ved 5 % deformasjon	Lett, 10-60 mm [3] Standard, 10-60 mm [4]
Bæreevnegruppe ved dimensjonering av overbygning		3		6	3
Beregningsmessig tyngdetetthet i fylling, kN/m^3		Drenert: 5,5 usortert 5,0 sortert	Under H.G.V. [5] 7,0 usortert 6,5 sortert	0,5 drenert tilstand 1,0 under H.G.V. [5]	3,5 lett 4,0 standard
Beregningsmessig tyngdetetthet mot oppflyting, kN/m^3 [6]		5,5 usortert 5,0 sortert		0,2	3,5
Volumendring ved komprimering, %		8 – 12		~ 0	15 - 25
UTLEGGING	Undergrunn leire/silt	Filterlag (separasjonslag)		Filter- og avrettingslag	Filterlag (separasjonslag)
	Maksimal lagtykkelse komprimert, m	1,0 [7] 0,6 inntil landkar/støttemur			1,0 [7] 0,6 inntil landkar/støttemur
	Komprimering	Beltegående maskin med beltetrykk ≤ 50 kN/m^2. Unngå nedknusing. Vibroplate ved landkar/støttemur 50-200 kg.		Blokkene stables i forband. Unngå gjennomgående skjøter.	Beltegående maskin med beltetrykk ≤ 50 kN/m^2. Unngå nedknusing. Vibroplate ved landkar/støttemur 50-200 kg.
	Skråningshelning	Maks. 1:2		Vanlig fylling 2:1 Vertikal front vurderes spesielt	Maks. 1:1
	Overdekning på skråninger	Min. 0,8 m vanlige jordmasser		Min. 0,25 m vanlige jordmasser	Min. 0,5 m vanlige jordmasser

1) Nominell tørr densitet $\rho < 450$ kg/m^3

2) Nominell tørr densitet $\rho < 350$ kg/m^3. Sorterte materialer har mindre egenstabilitet og krever noe mer oppfølging under utlegging og komprimering enn usorterte materialer.

3) Nominell tørr densitet $\rho < 180$ kg/m^3

4) Nominell tørr densitet $\rho < 225$ kg/m^3

5) H.G.V. betyr høyeste grunnvannstand

6) Ved fare for flom og neddykking av nyutlagte masser må eventuell bruk av tørr tyngdetetthet vurderes

7) Ved bruk i vegoverbygning er maksimal lagtykkelse 0,6 m

Figur 15.3 Byggetekniske egenskaper for lettklinker, skumglass og EPS (Hb 018 Vegbygging, 2005 og NS 3458).

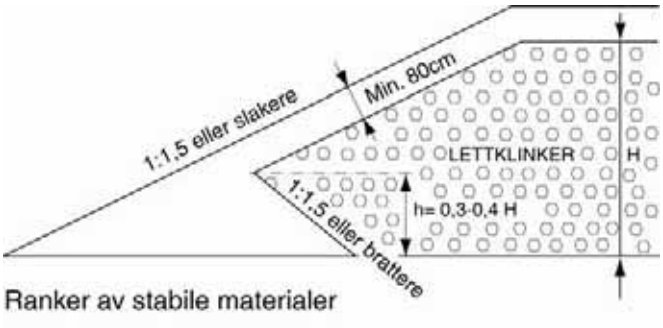
15.4.1 Lettklinker

Lettklinker tilvirkes av leire som tørkes i store roterovner og ekspanderes ved 1200 ^{0}C. Leiren omdannes til kuleform med et hardt keramisk skall rundt en indre struktur med små luftfylte celler.

Lettklinker kan leveres fra fabrikk i en rekke forskjellige sorteringer. De mest vanlige til fyllingsformål er usorterte lettklinker og graderinger fra 0 – 32 mm.

Vegfyllinger av lettklinker skal utformes og dimensjoneres slik at beregningsmessig stabilitet og setninger blir akseptable.

Lettklinkerfyllinger må ha en støttefylling av stabile masser på fyllingsskråningen for å sikre intern stabilitet samt oppnå tilstrekkelig bæreevne i ytterkant veg. Se figur 15.4



Figur 15.4 Oppbygging av lettklinkerfylling.

15.4.2 Skumglass

Granulert skumglass produseres av innsamlet avfallsglass og lysrør. Massene leveres fra fabrikk i 2 kvaliteter – lett og standard og med en sortering 10 -50 mm

Vegfyllinger av skumglass skal utformes og dimensjoneres slik at beregningsmessig stabilitet og setninger blir akseptable.

Fyllinger av skumglass kan bygges opp uten vesentlig sidestøtte med helling på inntil 1:1, men som regel legges sideskråningen slakere og dekkes med vanlige fyllmasser og normal fyllingsskråning

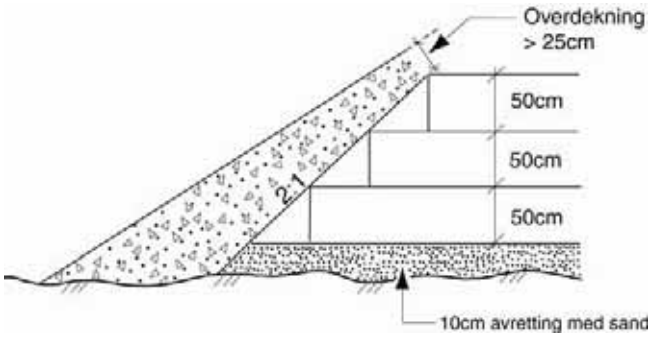
15.4.3 Ekspandert polystyren (EPS)

Ekspandert polystyren (EPS) er produsert av plaströstoffet polystyren. Det er ekspandert med vanndamp og deretter støpt i store blokker. EPS egner seg i tillegg til tradisjonelle bruksområder for lette masser også for plassbesparende tiltak (kan bygges med vertikale avslutninger).

For å unngå fare for brann og mulig skade på nærliggende konstruksjoner ved anvendelse av ekspandert polystyren (EPS) har det tidligere vært anbefalt å vurdere bruk av blokker med såkalt selvslukkende kvalitet. Da denne blokk-kvaliteten inneholder miljøskadelige stoffer (bromerte flammehemmere) er det besluttet å fase ut bruk av selvslukkende EPS i Statens vegvesen fra 1. januar 2003. For alternative tiltak se Håndbok 274 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger.

Vegfyllinger av EPS skal utformes og dimensjoneres slik at beregningsmessig stabilitet og setninger er akseptable. EPS-blokkene skal vanligvis ligge drenert og over normal vannstand. Det må kontrolleres at sikkerhet mot oppdrift er tilstrekkelig (se 15.4).

Skråningshelningen for EPS – fyllinger skal vanligvis ikke være brattere enn 2:1, se figur 15.5.

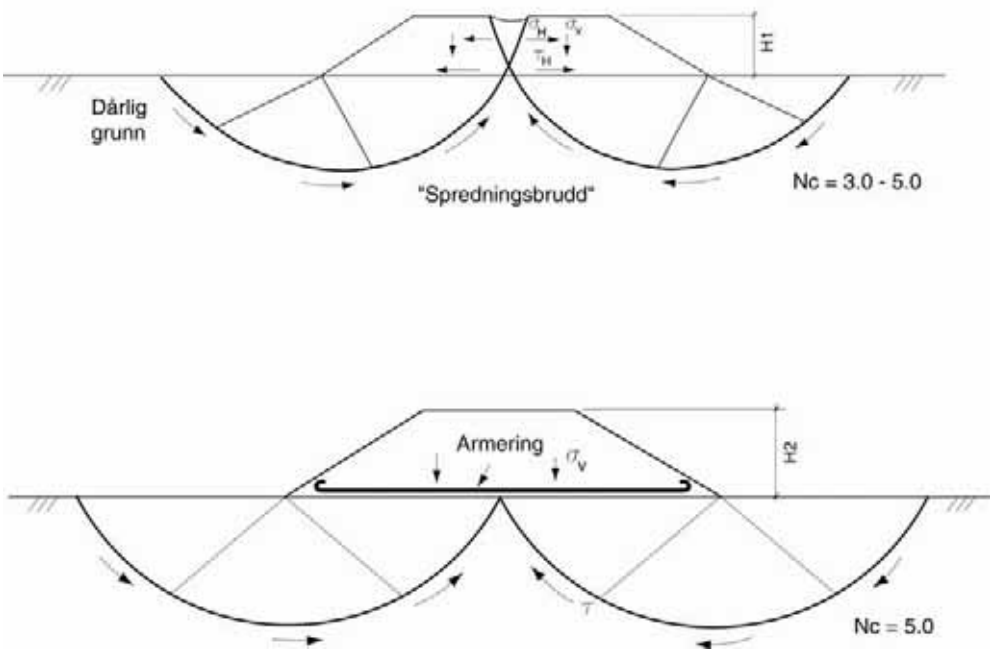


Figur 15.5 EPS fylling – skråningshelning.

For produktdetaljer se NS-EN 14933:2007 Varmeisolering og produkter til lette fyllinger til anleggsformål - Fabrikkframstilte produkter av ekspandert polystyren (EPS) – Krav (Ref. 7).

15.5 ARMERING UNDER FYLLING

Armering under fylling på bløt grunn benyttes for å bedre bæreevnen. Den vil ha liten innflytelse på konsolideringssetningene, men vil bedre forholdene med hensyn på skjærdeformasjoner. Se figur 15.6. Det vises til kapittel 16.6.



Figur 15.6 Fylling på bløt grunn kan føre til spredningsbrudd (A). Armering under fylling gir økt bæreevne (B),

15.6 PELING UNDER FYLLING

Metoden går ut på å overføre belastning fra fylling til dypereliggende faste lag, eller berg, ved å slå peler ned til dette laget. I mange tilfeller vil belastningen kunne overføres til friksjonspeler.

Metoden vil i dag hovedsakelig bli benyttet ved store påkjenninger på grunnen (høye fyllinger) eller der det er strenge krav til setningsforskjeller (for eksempel ved overgangen mellom tilløpsfyllinger og landkar fundamentert til berg).

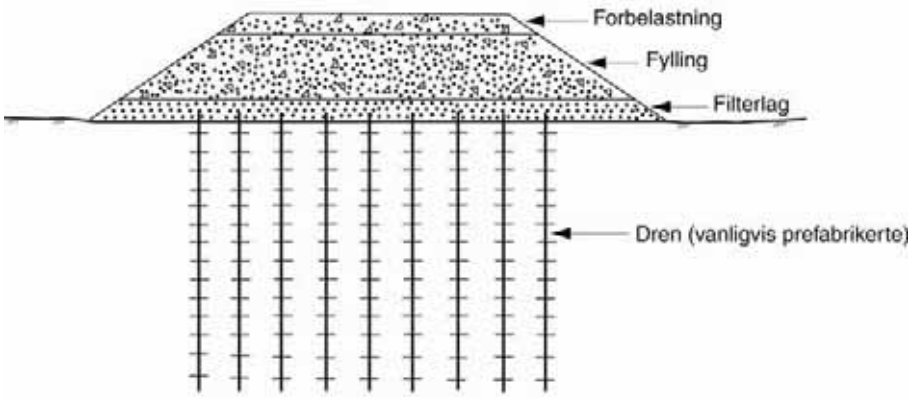
Over pelene plasseres armerte betongplater som fyllingen legges på. Avhengig av forholdene kan det over peletopp legges enkeltplater eller striper over hele pelerader. Høystyrke jordarmering kan benyttes som alternativ eller i kombinasjon med plater / striper.

Pelenes bæreevne dimensjoneres i henhold til kapittel 11. For øvrig vises det til kapittel 1.5 i håndbok 274 (Ref. 2).

15.7 VERTIKALDRENERING

Vertikaldrenering brukes for å påskynde setninger i lite permeable jordarter som leire og leirig silt. Metoden bør kombineres med forbelastning som legges ut med overhøyde og forutsetter at det er tid nok til at mesteparten av setningene kan gjøres unna før overbygning legges ut.

Prinsippet for metoden er vist på figur 15.7. I dag benyttes hovedsakelig prefabrikkerte plastdren. For dimensjonering av vertikaldrenering vises det til håndbok 274 (Ref. 2).



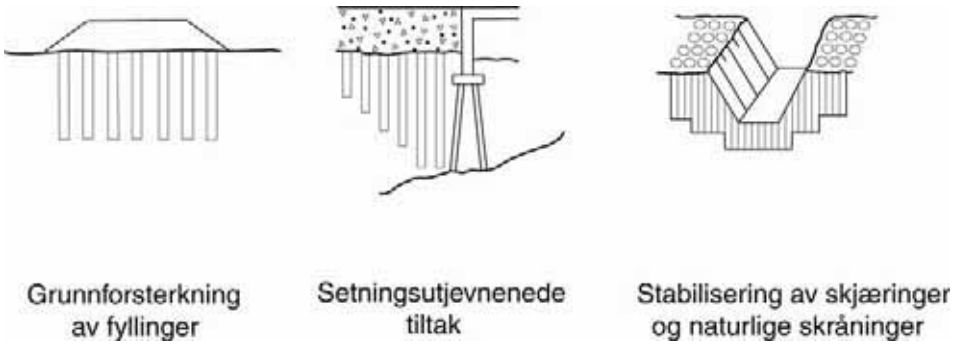
Figur 15.7 Vertikaldrenering

Vertikaldrenering benyttes i hovedsak ved vegfyllinger og fundament der setninger er hovedproblemet. Metoden kan imidlertid også benyttes for å bedre sikkerheten der stabiliteten er dårlig på grunn av poreovertrykk. Dette kan være aktuelt i forbindelse med installering av kalk- / sementpeler, ramming av betongpeler osv.

15.8 KALK- / SEMENTPELER

Kalk- / sementpeler brukes til å bedre bæreevne og stabilitet av bløt og sensitiv leire. Kalk- / sementpelene vil i tillegg virke som "dren" slik at setninger vanligvis vil være unnagjort i løpet av anleggsperioden.

Metoden går ut på at det produseres en vertikal pel ved at en blanding av ulesket kalk og sement blåses ut i jorda ved hjelp av trykkluft og blandes inn ved omrøring. Det har vært vanlig å benytte at blandingsforhold 50 / 50 % av kalk / sement. I enkelte tilfeller kan det være aktuelt med andre blandingsforhold. For eksempel i meget bløt leire og ved lave fyllingshøyder kan det være aktuelt å benytte en større andel kalk. En større andel kalk gir "mykere" peler og bedre samvirke med omliggende jord. Anvendelsesområder for kalk- / sementpeler er vist på figur 15.8. For dimensjonering vises det til håndbok 274 (Ref. 2).



Figur 15.8 Kalk- / sementpelers anvendelsesområder.

Det er viktig å være klar over at installering av pelene gir poreovertrykk i grunnen lokalt. Dersom stabilitetsforholdene i utgangspunktet er anstrengte, må det utføres tiltak. Et aktuelt tiltak kan være installering av vertikaldren i forkant av pelearbeidene.

15.9 ØVRIG

I tillegg til metodene som er omtalt, finnes det også andre spesielle metoder som for eksempel dypkomprimering, elektrokjemiske metoder osv. Disse er lite brukt og er ikke omhandlet. Det vises til figur 15.9 som gir en oversikt over metoder som er behandlet i håndbok 274; Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger (Ref. 2).

Kap.	Metode	Prinsipp	Fordeler / ulemper
1	Forbelastning	Påføring av last for å påskynde setning.	Tidkrevende. Lav kostnad.
2	Motfylling	Utlegging av fylling for å øke stabilitet.	Kan føre til økte setninger på grunn av økt bredde på belastingen.
3	Masseutskifting	Skifte ut dårlige masser med friksjonsmasser.	Sikker metode. Ved store løsmassetykkelser kan kostnadene bli høye.
4	Lette masser	Bruke masser med lavere tyngdetetthet enn stedlige masser	Enkel og rask byggemetode. Reduserer setninger. Oppdrift.
5	Armering under fylling	Strekkarmering legges inn under fylling.	Gir økt bæreevne. Reduserer ikke totalsetningene. Enkel og rask utførelse.
6	Peling under fylling	Lastkapasitet økes ved hjelp av peler og betongplater / striper.	Vil kunne føre til poretrykksøkning (og terrengheving).
7	Myrbru / lavbru	Last overføres til fast grunn eller berg ved hjelp av peler.	Ingen setning eller bæreevneproblem. Unngår barrierevirkning av veg. Må ta hensyn til negativ friksjon på pelene.
8	Vertikal dren	Dren installeres for å påskynde setninger.	Omrøring av masser ved nedsetting av dren kan gi stabilitetsproblemer og økte setninger. Lite egnet i leire med lavt krypmotstandstall.
9	Kalk- og sementpeler	Kalk-/sement blandes med bløt grunn for å øke styrken.	Effekten av stabiliseringen skal dokumenteres ved laboratorieanalyser og evt. prøvepeling. Kalk og sement er kjemiske etsende materialer.
10	Injisering	Forsterkning av bløt grunn ved injisering.	Brukes ved vanskelige plass- og grunnforhold, f.eks refundametering av konstruksjoner.
11	Elektroosmose	Påføring av likestrøm for å øke styrken i finkornige masser.	Kan medføre skadelige setninger for omgivelsene og skader på betong- og stålpeler og spunt. Avsperret område.
12	Saltbrønner	Salt innføres i bløt grunn for å øke styrken.	Krever lang tid (1 – 2 år) før tilfredsstillende effekt er oppnådd. Fare for forurensing og økt korrosjon på konstruksjoner i grunnen.
13	Dypkomprimering	Komprimering for å øke densiteten i løst lagrede masser.	Enkel og raskt utførelse. Øker bæreevne og reduserer setninger. Krever en viss avstand til annen bebyggelse. Egnet i de fleste masser bortsett fra leirfraksjonen.
14	Grunnfrysing	Frysing av jord for å øke styrken i anleggstiden.	Kan gi lavere udrenert skjærstyrke og økte setninger etter opptining. Uegnet i jord med sterk grunnvannstrømning. Gir vanntett konstruksjon.
15	Grunnvannsenkning	Senkning av grunnvann ved ulike metoder.	Økt bæreevne og mindre setninger etter grunnvannsenkningen. Kan medføre setninger på områder i nærheten.

Figur 15.9 Metoder omtalt i håndbok 274; Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger.

Ved vegbygging på dårlig grunn kan det oppstå glidninger eller skadelige deformasjoner. Figur 15.8 gir et bilde av forskjellige grunnforsterkningstiltak og når de ulike metodene kan være aktuelle. Valg av forsterkningsmetode foretas på basis av grunnundersøkelser, funksjonskrav og kostnadsoptimalisering.

15.10 REFERANSELISTE

1. *Vegbygging*, *Håndbok 018*. 2005, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.

2. *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, *Håndbok 274*. 2008, Statens vegvesen, Vegdirektoratet: Oslo.

3. Aabøe, R., *Deformasjonsegenskaper og spenningsforhold i fyllinger av EPS*, *Intern rapport nr. 1645*. 1993, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet: Oslo.

4. Aabøe, R., Arelano, D., Stark, T.,, *Comparison of existing EPS-block geofoam creep models with field measurements*, *Publikasjon nr. 100*. 2002, Vegdirektoratet, Teknologiavdelingen: Oslo.

5. Aabøe, R., Frydenlund, T.E.,, *Long term performance and durability of EPS as a lightweight filling material*, *Publikasjon nr. 100*. 2002, Vegdirektoratet, Teknologiavdelingen: Oslo.

6. Aabøe, R., Frydenlund, T.E.,, *Use of waste materials for lightweight fills*, *Publikasjon nr. 100*. 2002, Vegdirektoratet, Teknologiavdelingen: Oslo.

7. Standard Norge, *Varmeisolering og produkter til lette fyllinger til anleggsformål - Fabrikkframstilte produkter av ekspandert polystyren (EPS) – Krav, NS-EN 14933:2007*. 2007: Oslo.

8. Standard Norge, *Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler*, *NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 Eurokode 7*. 2008, Standard Norge: Oslo.

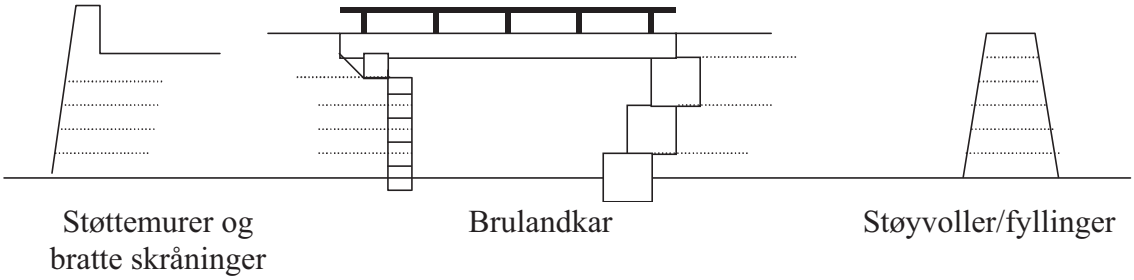
Kapittel 16

ARMERT JORD

16.1 INNLEDNING 16-2
16.1.1 Hvordan fungerer jordarmering. 16-2
16.1.2 Armeringsmaterialer 16-3
16.1.3 Godkjenningsordning i Statens vegvesen 16-5
16.2 MATERIALKOEFFISIENTER OG MATERIALSTYRKE 16-5
16.2.1 Materialkoeffisienter og omregningsfaktorer 16-5
16.2.2 Karakteristisk materialstyrke for armeringsmaterialer 16-7
16.2.3 Reduksjonsfaktor (α) for friksjon mellom armering og jord. 16-7
16.3 DIMENSJONERING - KRAV 16-8
16.3.1 Generelt 16-8
16.3.2 Krav til jordmaterialet. 16-9
16.3.3 Geometriske krav. 16-10
16.4 DIMENSJONERING - BEREGNINGSGANG 16-11
16.4.1 Armerte skråninger med skråningshelning $>60^0$ 16-12
16.4.2 Andre lasttilfeller. 16-16
16.4.3 Armerte skråninger med skråningshelning $\leq 60^0$ 16-18
16.4.4 Jordnaglingskonstruksjoner 16-20
16.4.5 Frontkledninger. 16-30
16.5 SPESIELLE FORHOLD 16-31
16.6.1 Brulandkar. 16-31
16.6.2 Setninger av armerte støttekonstruksjoner 16-31
16.6. ARMERING UNDER FYLLING PÅ BLØT GRUNN 16-32
16.6.1 Totalstabilitet 16-32
16.6.2 Stabilitet i fyllingen 16-34
16.6.3 Tilleggskrefter pga. setninger 16-37
16.6.4 Kombinasjon av lasttilfeller 16-38
16.6.5 Dimensjonering av armering 16-38
16.6.6 Forankring av armering 16-38
16.6.7 Deformasjon i jordarmering 16-38
16.7 UTFØRELSE OG ANLEGGSKONTROLL 16-39
16.8 BEREGNINGSEKSEMPLER 16-39
16.8.1 Dimensjonering av støttekonstruksjon 16-39
16.8.2 Flere eksempler 16-48
16.9 SYMBOLLISTE 16-49
16.10 REFERANSELISTE 16-50

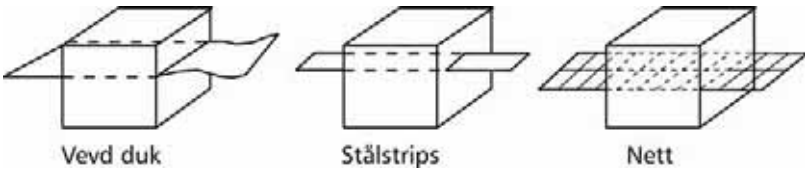
16.1 INNLEDNING

Siden tidlig på 1980-tallet har flere vegprosjekter blitt utført ved bruk av armert jord.



Figur 16.1 Typiske anvendelser av armert jord i fyllinger

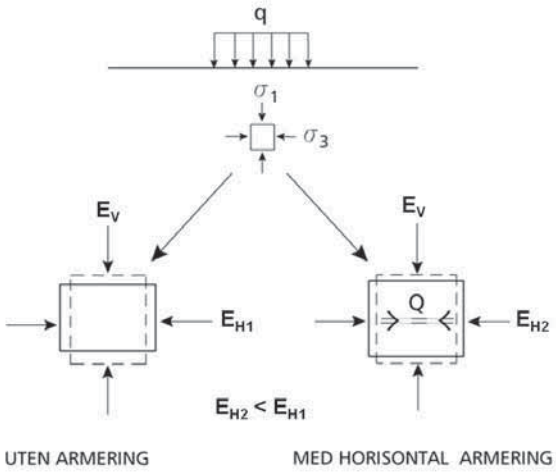
Ved bruk av armert jord tas strekkpåkjenninger i jordkonstruksjonen opp av armeringsmaterialer. Stålbånd, plastnett, fiberduker og glassfiber har vært brukt til dette, se figur 16.2. Dette kapitlet omhandler jordarmering i støttekonstruksjoner, armerte skråninger, armering under vegfylling på grunn med liten bæreevne samt at det er tatt med et avsnitt om jordnagling.



Figur 16.2 Ulike typer armering.

16.1.1 Hvordan fungerer jordarmering.

Med jordarmering får jordelementet andre egenskaper, blant annet høyere E-modul. Om armerings- og heftspenningene (armering/jord) ikke overskrider bruddverdien, kan et armert legeme med stiv armering betraktes stabilt.



Figur 16.3 Jordarmering -prinsipp. (Etter; Carlsson 1989, Ref. 11)

Ved meget stiv armering blir kraften i armeringen:

$$E = K_0 \cdot E_V \quad E_{H2} \rightarrow 0$$

og ved liten armeringsstivhet blir kraften i armeringen:

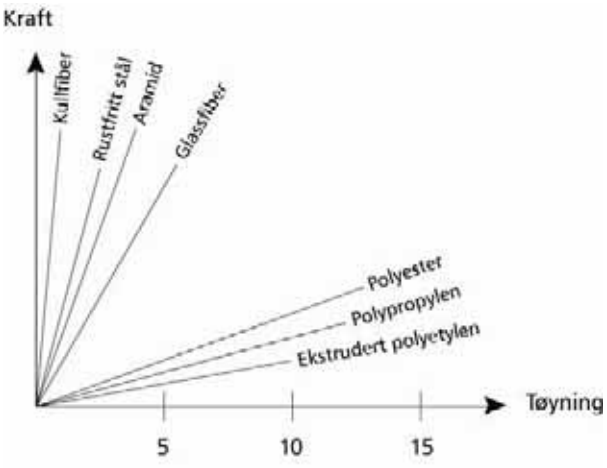
$$E \rightarrow 0 \quad E_{H2} \rightarrow E_{H1}$$

der:
K_0 = hviletrykkskoeffisient
E = kraft i armeringen
E_V = vertikalkraft
E_H = horisontalkraft for henholdsvis uarmert (1) og armert (2) legeme.

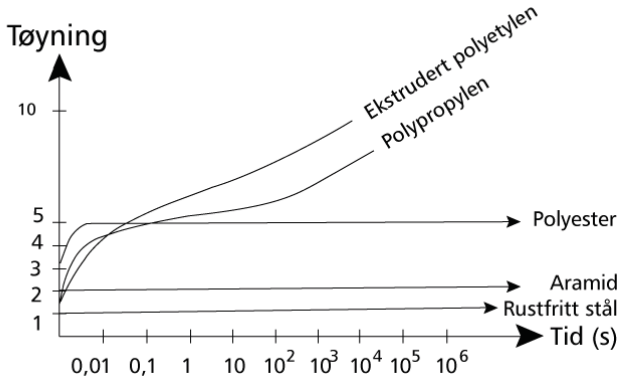
Et armert jordelement påkjenner jordens skjærstyrke mindre enn et uarmert.

16.1.2 Armeringsmaterialer

Ulike materialer kan benyttes som jordarmering. Valg av armeringsmateriale vil være avhengig av blant annet konstruksjonen som skal bygges, tillatte deformasjoner, kostnader osv. Viktige faktorer for de ulike materialene er forholdet mellom kraftopptak og tøyning som vist på figur 16.4, forholdet mellom tøyning og tid, dvs. kryp som vist på figur 16.5 og friksjon / heft mellom armeringsmaterialet og jorda.



Figur 16.4 Kraft / tøyningsdiagram for ulike materialer. (Etter; Carlsson 1989, Ref. 11)



Figur 16.5 Tøyning / tidsdiagram for noen materialer ved 40% bruddlast. (Etter; Carlsson 1989, Ref. 11)

Den kraft, E, som kan tas opp p.g.a. 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:

$$\frac{E}{2} = \sigma_V \cdot A \cdot \alpha \cdot \frac{\tan \varphi'}{\gamma_M}$$

der:
σ_v = vertikalspenning
A = areal (armeringens overflate)
α = reduksjonsfaktor for friksjon mellom armering og jord, kfr. pkt. 16.2.3.
φ' = jordens effektive friksjonsvinkel
γ_M = partialfaktor for materialfasthet i henhold til kap. 0.

Ved armering med geotekstiler er ofte materialets tøyningsegenskaper den begrensende faktoren, det vil si tøyningen blir for stor. Den totale tøyningen i løpet av konstruksjonens levetid bør ikke overstige 5 % og beregnet krypdeformasjon etter byggeperioden bør være < 2 %. For konstruksjoner hvor det er viktig å begrense deformasjoner i ferdig tilstand, må krypdeformasjoner begrenses.

En annen viktig faktor er de ulike materialenes bestandighet, dvs. evnen til å motstå ulike påkjenninger.

For armeringsmaterialer av plast i henhold til NS 3420-G:2008 (Ref. 6) skal det for geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter dokumenteres at geotekstiler 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. Geotekstiler uten spesiell UV-beskyttelse skal lagres slik at de ikke utsettes for sollys.

Stålarmering vil være utsatt for korrosjon. Dette må tas hensyn til ved dimensjoneringen. Korrosjon kan for eksempel tas hensyn til ved at konstruksjonen kontrolleres for redusert ståltverrsnitt.

I en håndbok Nordic Guidelines for Reinforced Soils and Fills (Ref. 5) utgitt med bidrag fra Statens vegvesen av de nordiske geotekniske foreningene og Nordisk Industrifond i fellesskap i 2003 er oppdaterte bestemmelser når det gjelder krav til armeringsmaterialer og materialprøving gjengitt. Håndboken er oversatt til norsk i 2004 Nordisk Håndbok – Armert jord og fyllinger og distribueres i Norge av Norsk Geoteknisk Forening. Boken er basert på utkast til europeisk standard for armert jord (prEN 14475) og jordnagling (prEN 14490) og gjeldende standarder.

16.1.3 Godkjenningsordning i Statens vegvesen

Vegdirektoratet v/ Teknologiavdelingen, Geoteknikk- og skredseksjonen har godkjennende myndighet i Statens vegvesen for støttekonstruksjoner i armert jord.

Godkjenning skal foretas for støttekonstruksjoner og armert jord skråninger med helning 1:1 og brattere, når konstruksjonen har en total høyde H ≥ 5m regnet fra nederste armeringslag.

Godkjenning av armert jord konstruksjoner med mindre høyde ligger innenfor regionvegsjefens myndighetsområde.

Ved godkjenning skal kontrollen omfatte totalstabilitet, indre stabilitet, bæreevne, setninger, deformasjoner og motstand mot aldring.

16.2 MATERIALKOEFFISIENTER OG MATERIALSTYRKE

16.2.1 Partialfaktorer og omregningsfaktorer

Her skilles mellom partialfaktor for materialfasthet for å ivareta konstruksjonens generelle sikkerhetsnivå i henhold til norske krav og retningslinjer (γ_M) og partialfaktor eller omregningsfaktorer $\eta = 1/\gamma$ for å fange opp spesielle forhold for armert jord konstruksjoner som faktor for kryp η_1, anleggskader η_2 og biologisk og kjemisk forvitring η_3.
Krav til konstruksjonens generelle sikkerhetsnivå, γ_M, velges i henhold til kap. 0. Som eksempel nevnes at i støttekonstruksjoner hvor det benyttes selvdrenerende friksjonsmasser vil det sortere under "nøytralt brudd".

Når det gjelder kryp benyttes omregningsfaktor $\eta_1 = 1{,}0$ når det kan fremlegges resultater fra godt dokumenterte langtids krypforsøk i henhold til NS-EN ISO 13431[1] (Ref. 4). Resultater fra slike forsøk anbefales benyttet. Dersom slike ikke kan fremlegges, benyttes omregningsfaktorer for kryp η_1 avhengig av polymertype i armeringen.

Omregningsfaktor for kryp η_1 velges lik:

[1] Bruk av andre relevante standarder kan også vurderes.

Råmaterialer	Omregningsfaktor η_1
Polyester (PETP)	0,4
Polypropylen (PP)	0,2
Polyamid (PA)	0,35
Polyetylen (PE)	0,2

Figur 16.6 Omregningsfaktor for η_1

I permanente konstruksjoner må det tas hensyn til kryp. En dimensjoneringsperiode på 75 – 120 år benyttes ofte i utlandet og synes også relevant her i landet.

Når det gjelder andre armeringsmaterialer enn plast er stål mest anvendt. Her foreligger resultater fra de enkelte produkter. For stål kan regnes $\eta_1 = 0,8$ (på flytespenningen).

Omregningsfaktor η_2, for skader i anleggstiden velges på basis av erfaringsverdier.

Følgende η_2 - verdier anbefales avhengig av jordart, kfr. figur 16.7.

	Leire/silt	Sand	Grus naturlig	Grus knust	Spreng-stein
Omregningsfaktor 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

Figur 16.7 Omregningsfaktor η_2 for skader i anleggstiden.

Dette forutsetter en vanlig kontrollert anleggsvirksomhet hvor det vises normal aktsomhet med de materialer som er forutsatt brukt.

Omregningsfaktor for biologisk og kjemisk forvitring

$\eta_3 = 0,91$ ($F_3 = 1/\eta_3 = 1,1$)

Denne reduksjonsfaktoren benyttes for å ta hensyn til aldring, og forutsetter fyllmasser med pH mellom 4 og 9. Armeringsmaterialer som er utsatt for sollys skal være UV-bestandige eller lagres i henhold til gjeldende regler (kfr. NS 3420-G:2008, Ref. 6). "Geosynteter" til jordarmeringsformål skal være 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, må det vurderes spesielt hvorvidt den i det hele tatt kan benyttes. Nedbryting under slike forhold kan ikke håndteres med omregningsfaktorer.

For stål angis ikke her 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.

16.2.2 Karakteristisk materialstyrke for armeringsmaterialer

Armeringens dimensjonerende materialstyrke (X_d) beregnes av følgende uttrykk:

$$X_d = \frac{\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot X_k}{\gamma_M}$$

der:
X_d = dimensjonerende materialstyrke
X_k = karakteristisk bruddstyrke
η_i = omregningsfaktorer i henhold til avsnitt 16.2.1
γ_M = partialfaktor for materialfasthet, kfr. avsnitt 16.2.1 og kapittel 0

For langtids strekkstyrke ved krypbrudd bestemmes X_k i henhold til NS-EN ISO 13431[2]. For korttids bruddstyrke bestemmes denne i henhold til NS-EN ISO 10319 (Ref. 2) og X_k tilsvarer da α_f bestemt i henhold til denne standarden. For korttids bruddstyrke i sømmer bestemmes denne i henhold til NS-EN ISO 10321 og X_k tilsvarer da S_f bestemt i henhold til denne standarden.

16.2.3 Reduksjonsfaktor (α) for friksjon mellom armering og jord.

Faktoren α angir hvor stor del av materialfriksjonen i fyllmassene som kan 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 kan beregnes av uttrykket:

$\tau = \alpha \cdot (a + \sigma') \cdot \tan\varphi'$ for effektivspenningsanalyse.

der:
a = attraksjon
σ‘ = effektiv normalspenning
φ’ = effektiv friksjonsvinkel
α = reduksjonsfaktor for friksjon mellom armering og jord

Med mindre det kan dokumenteres fra forsøk at armeringsmaterialer har høyere α - verdier skal følgende maksimalverdier benyttes avhengig av jordart, kfr. figur 16.8.

	JORDART				
Armering type	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 bør unngås. Avstrøing av nettet kan benyttes under slike forhold. Type og tykkelse av avstrøingsmasser må vurderes i hvert tilfelle.

Figur 16.8 Reduksjonsfaktor (α) for friksjon mellom armering og jord.

[2] Bruk av andre relevante standarder kan også vurderes.

For stålarmering er α avhengig av overflaten. Glatte stålbånd, dvs. stålbånd uten friksjonsknaster anbefales ikke brukt.

16.3 DIMENSJONERING - KRAV

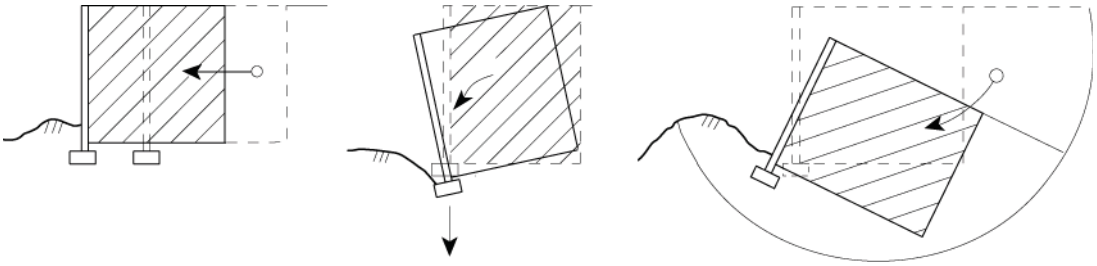
16.3.1 Generelt

For permanente støttekonstruksjoner og lastbærende konstruksjoner skal materialkoeffisienter og lastfaktorer velges i henhold til kap 0.

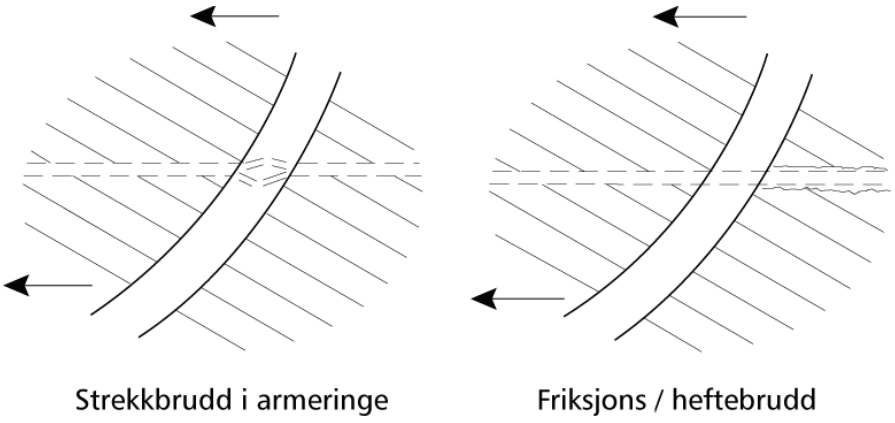
Dimensjonering skal først og fremst utføres for bruddgrensetilstanden. Deformasjonene skal ligge innen gitte grenser, avhengig av f.eks konstruksjonens fleksibilitet og funksjonsmåte, og overslag over deformasjoner skal utføres for bruksgrensetilstanden.

Karakteristiske laster og partialfaktorer for lastvirkninger (γ_F) velges etter de tilsvarende forskrifter for den aktuelle konstruksjon. For eksempel skal permanente støttekonstruksjoner følge det som er angitt i vegnormalenes håndbok 185 (Ref. 17); Bruprosjektering. Partialfaktor for materialfasthet følger pkt. 16.2.

Dimensjonering skal utføres slik at ytre stabilitet, kfr. figur 16.9, og indre stabilitet, kfr. figur 16.10, er ivaretatt.



Figur 16.9 Ytre Stabilitet.



Figur 16.10 Indre Stabilitet.

Ytre stabilitet skal beregnes ved vanlig anerkjente metoder, som sirkulærsylindriske eller sammensatte glidesnitt.

For støttekonstruksjoner, skal bæreevnen beregnes, og herunder også fare for horisontal glidning på undergrunnen. Dette er del av den ytre, såvel som den indre stabilitet.

Dersom bæreevne og sikkerhet mot glidning er ivaretatt, er det ikke nødvendig å kontrollere sikkerhet mot velting av støttekonstruksjonen.

16.3.2 Krav til jordmaterialet.

For armerte jordkonstruksjoner stilles det vanligvis spesielle krav til tilbakefyllingsmaterialet. Disse er listet opp under.

a) Innen frysesonen skal det for støttekonstruksjoner normalt benyttes T1 - materialer, eller det benyttes frostisolasjon. Dersom det benyttes telefarlige masser må dette vurderes spesielt, blant annet med hensyn på deformasjoner.

Normalt skal forhold omkring drenering og frostsikring følge vegnormalenes håndbok 018; Vegbygging, kapittel 2 (Ref. 16), dersom ikke annet er avtalt. Det vises også til kapittel 13 i denne håndboken.

b) For permanente støttekonstruksjoner skal, dersom ikke annet er avtalt, den interne friksjonsvinkel være

$\varphi' \geq 33^0$

Det skal dokumenteres at massene har tilstrekkelig stor friksjonsvinkel.

c) For permanente støttekonstruksjoner skal de armerte massene ha en verdi av

$C_u \geq 5$

dersom det ikke ved treaksialforsøk eller tilsvarende er vist at: $\varphi' \geq 33^0$

d) For permanente støttekonstruksjoner skal de armerte massene være selvdrenerende, dvs. ha en gjennomgang på maks. 8 % på 0,075 mm siktet. Drenering skal utføres i samsvar med vegnormalene (se også pkt. a). Skal dette fravikes, må det skje etter spesiell avtale. Da skal det påvises beregningsmessig at stabiliteten er i orden med de poretrykk som kan oppstå, samt at ikke frontpaneler vil skades av forholdet, og at frostskader på konstruksjonen ikke vil oppstå. Dersom drenerende lag kan legges inn slik at stabilitet ivaretas og skader ikke oppstår, vil dette være akseptabelt.

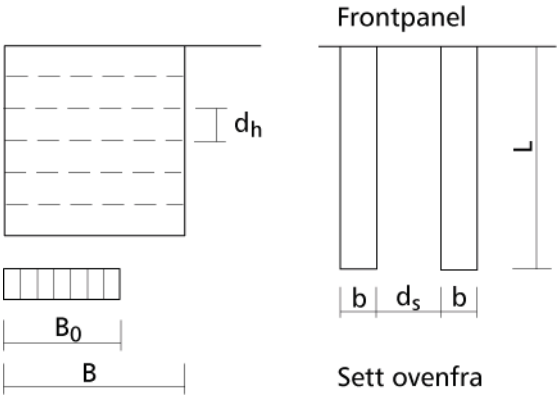
For lastbærende armerte konstruksjoner, veger, flyplasser etc. kommer andre hensyn inn. (se vegnormalene og tilsvarende.)

16.3.3 Geometriske krav.

For å sikre at armeringen og jordmassene har godt samvirke skal for permanente støttekonstruksjoner, kfr. figur 16.11:

$$\left(\frac{d_h}{B}\right) \leq \frac{1}{3} \quad og \quad 0{,}25m \leq d_h \leq 1{,}2m$$

der:
d_h = vertikal avstand mellom armeringslagene
B = bredden av den armerte jordkonstruksjonen regnet fra frontpanel horisontalt inn til jordveggen bak. (Der armeringen ender.)



Figur 16.11 Geometriske krav.

I den øvre del av slike konstruksjoner kan det være nødvendig å utvide bredden noe for å oppnå stor nok forankring gjennom armeringen til å oppta hjultrykk fra trafikk ute ved panelet og påkjørselskrefter på montert rekkverk etc.

For armering med armeringsbånd (unntatt "stål-strip" armering) skal:

$d_S/L \leq 1/3$ og $d_S \leq 1{,}2$ m og $b \geq 0{,}3$m (kfr. figur 16.11)

der:
b = bredden av armeringsbånd
L = lengden av armeringsbånd
d_S = horisontal kantavstand mellom armeringsbånd

For armeringsduk skal overlappingslengde i skjøt være større eller lik 0,5m, men skjøten må beregnes for aktuell kraft.

For armeringsnett kan overlappingslengde i skjøt gjøres mindre dersom beregnet påkjenning er beviselig mindre enn tilsvarende 0,5 m overlapp. Søm for skjøt må det dimensjoneres etter styrkeangivelse basert på anerkjente forsøk. (Oppgaver fra leverandør eller annen testing.)

Ved beregning av undergrunnens bæreevne følges for permanente støttekonstruksjoner

Håndbok 275, Støttekonstruksjoner (Ref. 18).

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 vertikal frontvegg kreves:

$$\left(\frac{B_0}{B}\right) \geq 0{,}5 \quad \text{se figur 16.11}$$

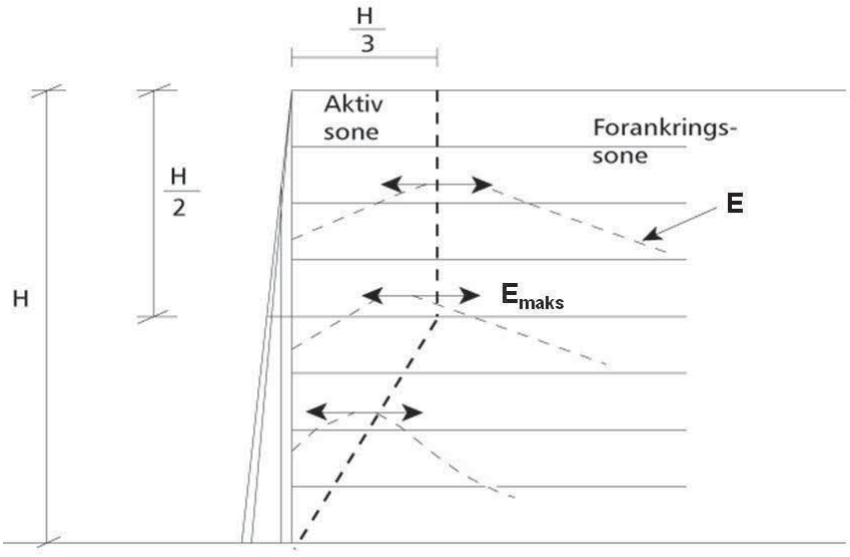
B_0 = den delen av fundamentbredden som bærer konstruksjonen når grunntrykket regnes jevnt fordelt. Da er:

e = 0,5 (B - B_0) = eksentrisiteten av vertikallasten fra fundament mot undergrunn.

16.4 DIMENSJONERING - BEREGNINGSGANG

Til praktisk dimensjonering benyttes vanligvis enten "Coherent Gravity" metoden som er en halvempririsk metode eller "Tie Back Wedge" metoden som er en klassisk beregningsmetode utledet fra klassiske teorier. Hovedforskjellen er primært knyttet til glideflatens form og beliggenhet samt spenningstilstanden i konstruksjonen.

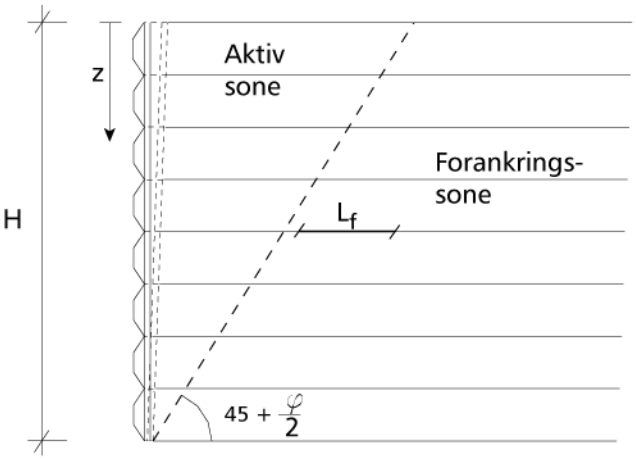
For "stiv" armering, som f.eks. stål, er "Coherent Gravity" metoden benyttet mest. Prinsipp for metoden er vist på figur 16.12



Figur 16.12 "Coherent Gravity" metoden - prinsipp.

Metoden bygger blant annet 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 16.12. En linje gjennom punkter for E_{maks} deler konstruksjonen i en aktiv sone og en forankringssone.

For "tøyelig armering" er "Tie Back Wedge" metoden benyttet mest. Plastnett og duk regnes i denne sammenheng som "tøyelig armering". Figur 16.13 viser prinsipp for metoden.



Figur 16.13 "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 ($45 + \frac{\varphi'}{2}$) med horisontalplanet. Kreftene i armeringen har sin maksimalverdi (E_{maks}) ved fronten og bruddplanet deler konstruksjonen i en aktiv sone og en forankringssone. Forankringslengden L_f er definert på figur 16.13. 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 p.g.a. komprimeringseffekter.

Dimensjoneringsprinsipper og beregningsgang beskrevet i dette kapittelet er basert på "Tie Back Wedge" metoden.

16.4.1 Armerte skråninger med skråningshelning >60^0.

Avsnittet beskriver prinsipp for håndregning av støttekonstruksjoner av armert jord og armerte skråninger. Beregningseksempler er vist i avsnitt 16.5.

a) Dimensjonerende laster på konstruksjonen bestemmes.

b) Dimensjonerende materialstyrke for jordmaterialer bestemmes i henhold til kap. 0.

c) Dimensjonerende materialstyrke for armeringsmaterialet bestemmes i henhold til avsnitt 16.2.

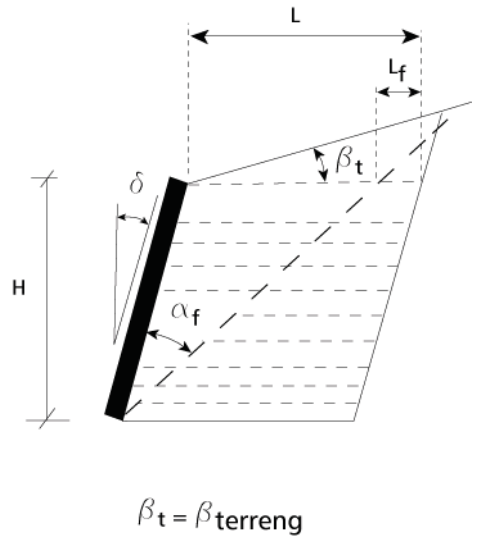
d) Jordtrykk på konstruksjonen beregnes i henhold til kap. 5. Ved eventuell hellende frontvegg og for armerte skråninger; husk å benytte $K_{Akorr} = K_A \cdot K_\delta$ (kfr. kap. 5).

Dimensjonering for ytre stabilitet utføres ved å gjøre et overslag over nødvendig lengde av armert legeme, og deretter kontrollere konstruksjonen med hensyn på glidning, bæreevne og totalstabilitet.

e) Overslagsmessig verdi for nødvendig lengde (L) på det armerte jordlegemet er gitt ved:

$$L = H \cdot \left[\tan\left(\alpha_f + \delta\right) - \tan\delta \right] + L_f$$

Symbolene framkommer av figur 16.14. L_f settes lik 1,0m for overslagsberegning.



Figur 16.14 Nødvendig lengde av armert legeme - overslag.

For hellende vegg og hellende terreng er:

$$\alpha_f = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{\tan\beta_t}{\tan\varphi'_d} \right) \cdot \left(90 - \rho - \delta\right)$$

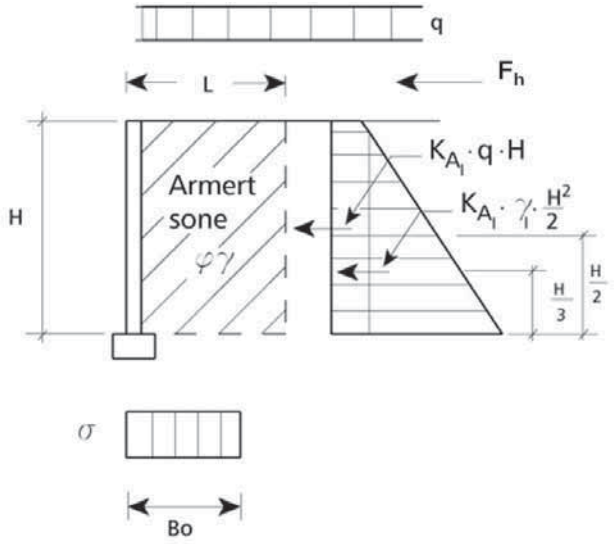
f) Sikkerhet mot glidning kontrolleres ved å beregne ruhet r_b. Krav til ruhet avhenger av materiale under armert konstruksjon for glidning mot naturlig grunn, og materiale i armert legeme for glidning ved nederste armeringslag. Det vises til kap. 9 og til Statens vegvesen, håndbok 275 Støttekonstruksjoner (Ref. 18).

$$r_b = \frac{Skyvende \quad kraft}{Motholdskraft}$$

$$\text{Skyvende} \quad \text{kraft} \quad = K_{A1} \left[\frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2} + q \cdot H \right] + F_h$$

$$\text{Motholdskraft} = \left(\gamma \cdot H \cdot L + q \cdot L\right) \cdot \alpha \cdot \tan\varphi'_d$$

Symbolene framkommer av figur 16.15 der K_{A1} og γ_1 er henholdsvis jordtrykkskoeffisient og tyngdetetthet for bakfyllmassene og F_h er horisontalkraft i terrenghøyde, dvs. vegbanen.



Figur 16.15 Dimensjonering for ytre stabilitet.

For et gitt krav til r_b gir følgende formel nødvendig lengde L_{min} av armert legeme:

$$L_{min} = \frac{K_{A1} \cdot \left[\frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2} + q \cdot H \right] + F_h}{(\gamma \cdot H + q) \cdot r_b \cdot \alpha \cdot \tan \varphi_d'}$$

Her forutsettes glidningsbrudd langs et armeringslag i bunnen av den armerte sonen og friksjon bare langs en side. Videre betraktes q som konstant last over armeringssonen. Det bør også kontrolleres for en utbredelse av q bare bak det armerte legemet, slik at q bidrar til jordtrykk men ikke til friksjonsmotstand mot glidning.

g) Kontroll av bæreevne utføres som angitt i kap.6. Glidning på underlaget må også kontrolleres.

For permanente støttekonstruksjoner med vertikal frontvegg kreves:

$\frac{B_0}{L} \geq 0{,}5$ for å unngå brudd i tåen. (Se avsnitt 16.3.3)

Dersom tillatt påkjenning ($\sigma_{max\ till}$) på grunnen er kjent som ved totalspenningsanalyse, kan nødvendig lengde L_{min} av armert legeme også beregnes av følgende formel:

$$L_{\min} = H \cdot \sqrt{\frac{K_A \cdot (\gamma \cdot H + 3q)}{\sigma_{\max\ till} - \gamma \cdot H - q}}$$

h) Totalstabiliteten kontrolleres ved å undersøke ulike glideflater og bestemme partialfaktor for sikkerhet på vanlig måte. Se kap. 4.

Dimensjonering for indre stabilitet utføres ved å beregne nødvendig antall armeringslag på bakgrunn av samlet last på konstruksjonen.

i) Samlet last på alle armeringslag, dvs. summen av kreftene i armeringslagene beregnes etter følgende formel:

$$E_{tot} = K_A \cdot \left[\gamma \cdot \frac{H^2}{2} + q \cdot H \right] + F_h$$

j) Overslag over antall armeringslag beregnes etter:

$$n = \frac{E_{tot}}{X_d}$$

der X_d = dimensjonerende materialstyrke i armeringen i henhold til avsnitt 16.2.2.

k) Vertikal avstand mellom armeringslagene beregnes. Beregning av nødvendig lengde av armeringslagene er vist tidligere.

Om d_h er avstanden mellom armeringslagene i dybden z blir maksimal horisontal strekkraft i et armeringslag:

$$E_{h,maks} = K_A \cdot d_h \cdot (\gamma \cdot z + q) + \Delta E_h$$

Der ΔE_h er den andel av F_h (horisontalkraft i terrengnivå, se figur 16.15) som skal tas av armeringslaget i dybden z.

Av praktiske hensyn velges ofte en type armering i hele konstruksjonen (X_d er lik i alle lagene) og d_h varieres med dybden. Normalt vil d_h reduseres med dybden.

$$d_h = \frac{X_d - \Delta E_h}{K_A \cdot (\gamma \cdot z + q)}$$

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.

l) Overslag over armeringens forankringslengde er utført under punkt e).

Følgende formel gir nødvendig forankringslengde i dybden z:

$$L_f = \frac{E_{h,maks}}{2 \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan \varphi'_d}$$

Der $E_{h, maks}$ er det jordtrykket armeringslaget skal oppta (pkt. k), α = reduksjonsfaktor for friksjon mellom armering og jord i henhold til punkt 16.2.3. og faktoren 2 i nevneren uttrykker tosidig friksjon på armeringen.

I den Nordiske håndboken er også virkningen av attraksjon tatt med slik at formelen blir:

$$L_f = \frac{E_{h,maks}}{2 \cdot \alpha \cdot (a + \gamma \cdot z) \cdot \tan \varphi'_d}$$

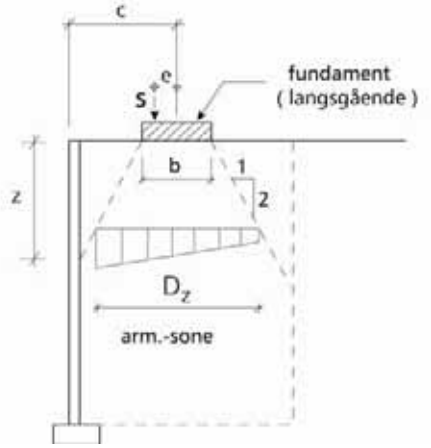
Vanligvis benyttes friksjonsmasser i armerte jordkonstruksjoner og en vil da som oftest sette a = 0, men i konstruksjoner hvor det benyttes silt/leire kan det være aktuelt å regne med en vis verdi for attraksjonsleddet.

For konstruksjoner med helning på fronten $0 \le \delta \le 30^0$ skal L_f være minimum 1 meter.

I det foregående er det antatt en enkel geometri for det armerte jordlegemet. Armeringslengden L er lik for alle lagene.

16.4.2 Andre lasttilfeller.

Beregningsprinsippene beskrevet under avsnitt 16.4.1 behandler jevnt fordelt last der bruddplanet går ut fra en jordkile der bakkanten danner vinkelen $(45 + \varphi'_d/2)$ med horisontalplanet. For andre lasttilfeller, f.eks langsgående stripelaster eller punktlaster vil dette bli annerledes. Figur 16.16 viser eksempel på langsgående linjelast, f.eks fra brufundament på den armerte konstruksjonen.



Figur 16.16 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, og:

$$D_z = z + b \quad dersom \quad z \le 2c - b$$

$$D_z = c + \left(\frac{z+b}{2}\right) \quad dersom \quad z > 2c - b$$

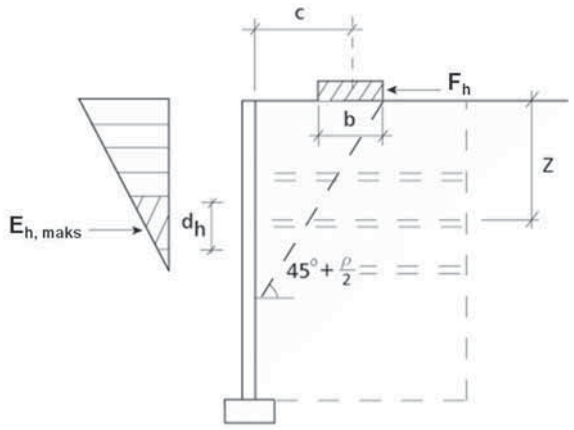
Symbolene framkommer på figur 16.16.

Lasten S gir strekkraft i armeringen på dybden z lik:

$$E_{zS} = K_A \cdot d_h \cdot \frac{S}{D_z} \cdot \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$$

d_h er avstand mellom armeringslagene, se figur 16.17.

Kraften E_{zS} adderes til de øvrige kreftene som virker i dybden z.



Figur 16.17 Horisontal linjelast.

Som vist på figur 16.17 antas den horisontale linjelasten å ha lastspredning i vinkelen (45 + $\varphi'_d/2$) mot horisontalplanet som vist.

Horisontallasten gir strekkraft i armeringen i dybden z lik:

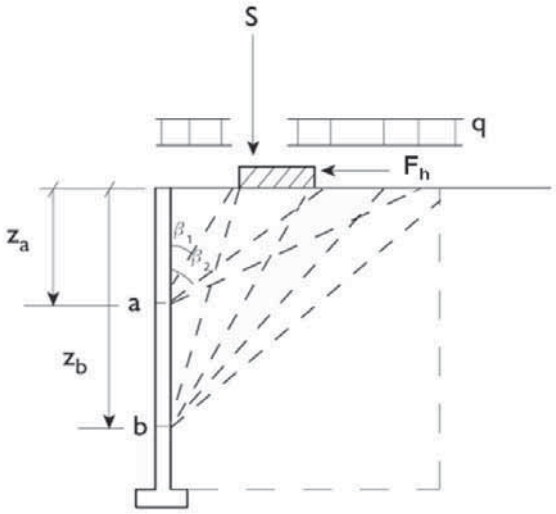
$$E_{zZ} = 2 \cdot d_h \cdot F_h \cdot \frac{\tan\left(45 - \frac{\varphi'}{2}\right)}{c + \frac{b}{2}} \cdot \left[1 - z \cdot \frac{\tan\left(45 - \frac{\varphi'}{2}\right)}{c + \frac{b}{2}}\right]$$

Formelen gjelder for dybde:

$$z < \frac{c + \frac{b}{2}}{\tan\left(45 - \frac{\varphi'}{2}\right)}$$

og kraften E_{zZ} adderes til de øvrige kreftene i dybden z. Kontrollerer totalstabiliteten.

Med et annet lastbilde enn jevnt fordelt last over hele det armerte legemet, f.eks linjelaster gjelder ikke lenger den farligste bruddfiguren med bakre linje hellende $(45 + \varphi'_d/2)$ med horisontalplanet. Nye bruddfigurer må derfor undersøkes, og forankringslengden (L_f) må kontrolleres.

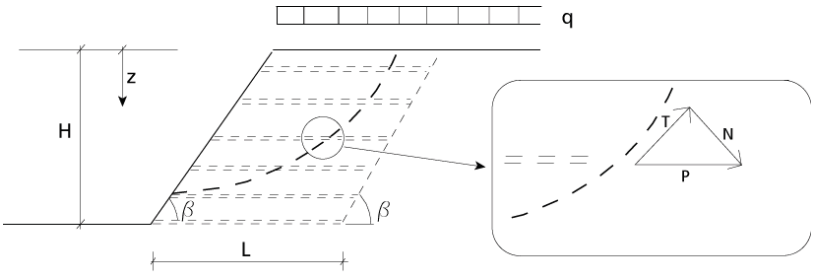


Fig*ur 16.18 Lasteffekter - eksempler på bruddfigurer.*

Flere ulike dybder z undersøkes.

16.4.3 Armerte skråninger med skråningshelning ≤ 60^0.

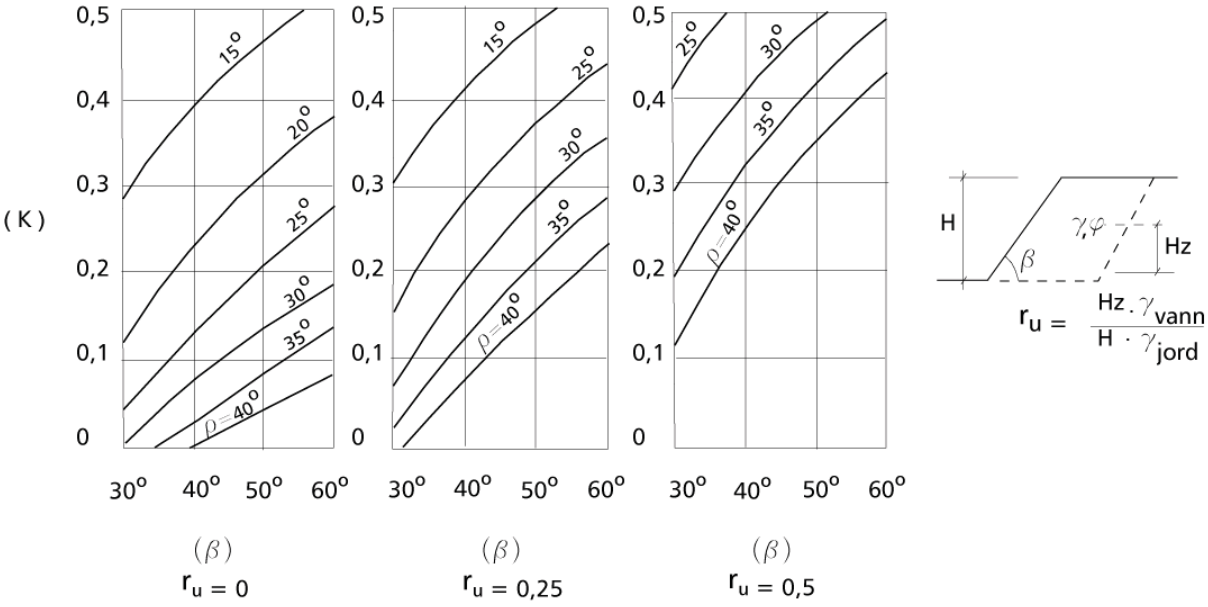
For beregning av armering i skråninger gjelder i prinsipp samme metoder som for vertikale vegger. I dette avsnittet er armerte skråninger definert som skråninger der helningen er slakere enn 60^0, og dimensjoneringen vil avvike noe fra det som er vist i avsnitt 16.4.1. Dette er vist i det følgende der det forutsettes at så vel undergrunn som skråning består av friksjonsmateriale og at den armerte sonens bakre begrensing legges i skråningens helning (β) (se figur 16.19). Videre forutsettes at ruheten r = 0. Dette er ruheten i jordtrykksdiagrammene og den må ikke forveksles med poretrykksparameteren ru i figur 16.20 og 16.21.



Figur 16.19 Armert skråning med glidesnitt gjennom skråningen.

Med utgangspunkt i prinsipp for håndregning beskrevet i avsnitt 16.4.1 er det i det følgende vist punkter der dimensjoneringen for armerte skråninger med helning ≤ 60^0 avviker fra dette.

d) Formel for korrigert jordtrykkskoeffisient gjelder kun for skråninger brattere enn 60^0 (kfr. kap. 5). For slakere helninger kan K_A finnes av diagram som funksjon av skråningshelningen (β) og mobilisert friksjonsvinkel (φ') vist på figur 16.21. To av diagrammene gjelder med poretrykk i skråningen, der poretrykket uttrykkes med poretrykksfaktoren r_u.



Figur 16.20 Jordtrykkskoeffisient K_A for armerte skråninger.

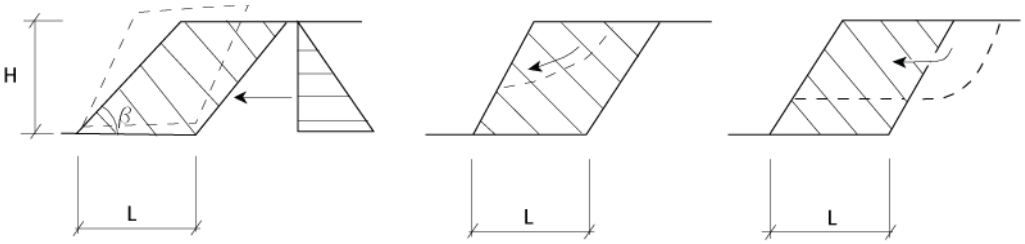
g) Dersom bæreevnen kontrolleres i henhold til kap. 6 vil dette gi en for ugunstig B_0 for helninger ≤ 60^0. Bæreevnen bør da vurderes på annen måte. I praksis vil dette si at tilstrekkelig sikkerhet med hensyn på totalstabiliteten også ivaretar bæreevnen.

l) Armeringens lengde (L) kan for armerte skråninger tas ut av tabell vist i figur 16.21.

	(β)				(β)				(β)			
φ'	30^0	40^0	50^0	60^0	30^0	40^0	50^0	60^0	30^0	40^0	50^0	60^0
20^0	1.40	1.30	1.20	1.10	1.95	1.90	1.80	1.70	3.10	3.05	2.95	2.90
30^0	0.60	0.65	0.75	0.70	1.25	1.20	1.15	1.10	1.95	1.90	1.80	1.70
40^0	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.70	0.75	0.75	1.40	1.35	1.30	1.25
	$r_u = 0$				$r_u = 0.25$				$r_u = 0.50$			

Figur 16.21 Tabell over minste verdier for L/H

I tabellen angis minsteverdier for L/H bestemt av bruddfigurene a, b og c vist på figur 16.22. Rettlinjet interpolasjon kan gjøres i tabellen. Nedre begrensing på L/H er i tabellen satt til 0.60.



Figur 16.22 Bruddfigurer

En eventuell overlast q omgjøres i dette tilfellet til ekvivalent jordhøyde

$$\Delta H = \frac{q}{\gamma}$$

dvs. H i tabellen blir

$$H_{TAB} = H + \Delta H$$

16.4.4 Jordnaglingskonstruksjoner.

Jordnagling er en aktuell metode for sikring av ustabile skråninger og skjæringer. Metoden er velegnet i friksjonsjordarter og morene og spesielt der massene er for faste til ramming av spunt. Permanente jordnaglingskonstruksjoner i leire bør unngås

Teoretisk dimensjonering av jordnaglingskonstruksjoner er i prinsippet tilsvarende som for armerte jordkonstruksjoner. Hovedforskjellen mellom de to konstruksjonstypene er at ved jordnaglingskonstruksjoner armeres/forankres jorda in situ. I motsetning til armerte jordkonstruksjoner der tilbakefyllingsmassen tilføres og en har kontroll over poretrykkene må en for jordnaglingskonstruksjoner ta hensyn til de poretrykkene som kan tenkes å forekomme i skråningen i hele konstruksjonens levetid.

Dimensjonering av utgravet skråning med jordnagler omfatter følgende

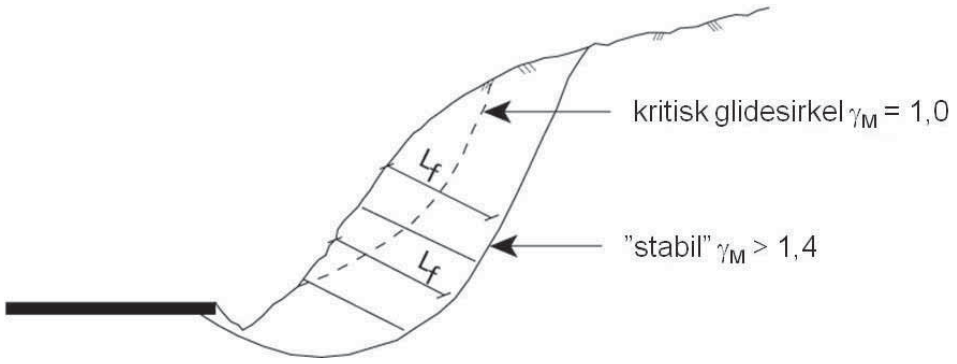
1. valg av dimensjon, type og avstand mellom naglene vanligvis basert på en analyse av ekstern og intern stabilitet (bruddgrensetilstand)
2. sammenligning av akseptable deformasjoner i forhold til forventede deformasjoner (bruksgrensetilstand)
3. utforming av frontkledning
4. utforming av drenssystem
5. vurdering av holdbarhetskrav for naglene
6. vurdering av tilpasning av konstruksjonen til omgivelsene

I det følgende er det vist en enkel metode som kan benyttes for dimensjonering av jordnaglingskonstruksjoner. 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 dimensjonering litt til sikker side. Det finnes regneverktøy / regnemodeller som tar hensyn til dybelvirkning. Bruken av disse må vurderes avhengig av stivheten på naglene. Det vises i denne sammenheng til Nordisk håndbok – Armert jord (Ref. 5) og fyllinger og til Publikasjon 99 fra Vegdirektoratet (Ref. 19).

a) Grunnforholdene kartlegges, dvs. dimensjonerende styrkeparametere for jorda, grunnvannstand osv.

b) Opptredende laster (permanente og variable) fastlegges og kritisk glidesirkel for ustabilisert skråning bestemmes.

c) Nødvendig lengde av jordnaglene (L_f) anslås ved å kontrollere hvor langt bakover en må legge glidesnittet for stabilitetsanalysen for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet for skråningen. Det vises til figur 16.23. Det gjøres oppmerksom på at denne lengden senere må kontrolleres med hensyn på forankringskapasitet.



Fi*gur 16.23 Overslag over nødvendig forankringslengde.*

For vurdering av nødvendig lengde og plassering av naglene finnes det også empiriske korrelasjoner (Ground Engineering november 1986, Bruce et al, Ref. 8). Tre forskjellige parametere er definert.

1. Forholdet mellom lengde og høyde av skråning, L/H
2. Tilgjengelig areal hvor friksjon kan mobiliseres, $D_{hull} \cdot L/S_h \cdot S_v$
3. Naglens styrke i forhold til arealet som den skal armere, $(D_{nagle})^2 / S_h \cdot S_v$

Avhengig av hvilken nagletype som velges er typiske verdier vist i figur 16.24. For gyste nagler er flere empiriske korrelasjoner avhengig av jordart vist i figur 16.25.

	Gyst nagle (ikke både rammet og gyst)	Rammet
1. L^{3}/H^{4}	0.5 – 0.8	0.5 – 0.6
2. $D_{hull}{}^{5}\ L / S_v{}^{6}\ S_h$	0.3 – 0.6	0.6 – 1.1
3. $(D_{nagle})^{2\ 7} / S_v\ S_h$	$(0.4 – 0.8)\cdot10^{-3}$	$(1.3 – 1.9)\cdot10^{-3}$

Figur 16.24 Innledende vurdering av nagleavstand, naglelengde og naglemønster (Bruce m.fl. 1986).

	Friksjonsjord	Morene og mergel
1. L/H	0.5 – 0.8	0.5 – 1.0
2. $D_{hull}L / S_vS_h$	0.3 – 0.6	0.15 - 2.0
3. $(D_{nagle})^2/ S_v\ S_h$	$(0.4 – 0.8)\cdot10^{-3}$	$(0.1 - 0.25)\cdot10^{-3}$

Figur 16.25 Typiske verdier for gyste nagler i forskjellig jord i henhold til Bruce (1986).

I Frankrike blir jordnagler vanligvis inndelt i to forskjellige grupper; Hurpoinise (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.

Formen på bruddplanet avhenger av jordart, naglens installasjonsvinkel, belastning, tid, antall nagler, grunnvann og skråningshelningen. Resultater fra forsøk utført av *Gässler m.fl.* (1983) indikerer at bruddflaten i leire tenderer til å være sirkulær og at en bilineær flate er mer riktig i friksjonsjord. Hvis skråningshelningen er bratt så har bruddflaten en tendens til å være bilineær mens en sirkulær bruddflate er mer sannsynlig for en flat skråning. Følgelig for en tilnærmet vertikal vegg i friksjonsjord med lik lengde på alle naglene så kan det 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 så anbefales det at ulike jordkilevinkler benyttes i analysene.

Stabilitetsanalysene utføres for en enhetslengde av skråningen og fra dette kan horisontalavstanden mellom naglene bestemmes. Horisontalavstanden har også sammenheng med frontkledningen. Større avstand mellom naglene krever stivere frontkledning som kan fordele kreftene mellom naglene. Som en tommelfingerregel så bør største avstand begrenses til to meter. For større avstander vil jordnaglene mer kunne sammenlignes med et jordanker enn en jordnagle.

d) Mobiliserbar skjærspenning (τ) langs jordnaglen beregnes av uttrykket (kfr. Pkt. 16.2.3)

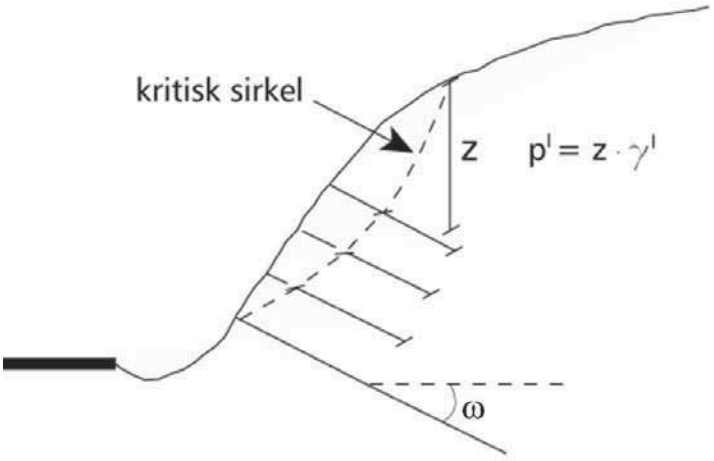
[3] L er naglelengden
[4] H er effektiv skråningshøyde
[5] D_{hull} er karakteristisk diameter av hullet hvor nagle og gysemasse (hvis anvendt) er installert
[6] S_v og S_h er vertikal og horisontal avstand mellom naglene
[7] D_{nagle} er karakteristisk tverrsnittdiameter for naglen

$$\tau = \alpha \cdot (a + p') \cdot \tan \varphi'_d$$

Naglenes forankringskapasitet kan beregnes ut i fra følgende formel:

$$R = \tau \cdot \pi \cdot D \cdot L_f$$

der:
a = attraksjon
φ'_d = dimensjonerende friksjonsvinkel (tan φ'_d = tan φ'/γ_M)
p' = midlere overlagringstrykk over naglen
α = reduksjonsfaktor for friksjon mellom nagle og jord
D = diameteren på borekronen (evt. diameter på foringsrør)
L_f = lengden av naglen bak kritisk sirkel
R = naglenes forankringskapasitet



Fig*ur 16.26 Dimensjonering av naglenes forankringskapasitet.*

e) Horisontalkraft pr. m armert skråning, dvs. stabiliserende kraft i stabilitetsberegningen R_h beregnes ut i fra følgende formel:

$$R_h = \frac{R}{cc} \cdot \cos \omega$$

der:
cc = senteravstand mellom naglene horisontalt langs veggen
ω = naglenes helning med horisontalen

f) Når forankringskapasitet (maksimal horisontalkraft) er beregnet for alle stagradene settes verdiene av R_h inn i stabilitetsberegningen for kritisk glidesnitt beregnet under punkt b). Dersom oppnådd sikkerhetsfaktor da er tilfredsstillende er tidligere bestemt staglengde i forankringssonen L_f tilstrekkelig.

Uttrekkskapasitet i den aktive sonen må imidlertid også beregnes. Hvis det ikke er mulig å mobilisere full uttrekkskapasitet tilsvarende kapasiteten i forankringssonen, må naglehodet dimensjoneres til å oppta nødvendig tilleggskraft.

g) Dimensjonerende strekkapasitet i naglene bestemmes ut i fra følgende:

I prosjekteringsfasen er naglenes forankringskapasitet og lengde bestemt i henhold til pkt d) og e). Endelig dimensjonering må imidlertid alltid bekreftes med uttrekksforsøk i felt for å få verifisert at den antatte verdien som er benyttet i dimensjoneringen, er riktig. Forsøkene kan utføres enten på en offernagle, dvs en nagle som belastes til brudd og dermed ikke kan inkluderes som en av naglene i den ferdige konstruksjonen, eller på en nagle som bare belastes til arbeidsstyrken og som dermed kan fortsette å virke som en av naglene i den ferdige konstruksjonen etter forsøket.

For beregning av dimensjonerende forankringskapasitet benyttes formelen:

$$R_d = \eta \cdot \frac{R_k}{\gamma_T}$$

hvor R_k er en karakteristisk gjennomsnitts eller minimumsverdi bestemt fra lastforsøk, η er en faktor avhengig av antall forsøk og γ_T er en faktor som tar hensyn til variasjoner i uttrekkskraften på grunn av jordartens egenskaper og egenskaper ved naglene og anslås til å ligge i området 1,2 – 1,4 avhengig av type nagle. En rammet nagle med konstant areal har lavere verdi for γ_T enn en gyst nagle hvor overflatearealet kan forventes å variere.

Faktoren η tar hensyn til usikkerheter ved forsøksmetoden. Anbefalte verdier er gitt i figur 16.27

η	Antall forsøk		
	1	2	>2
Basert på gjennomsnittsverdien fra forsøkene	0,67	0,74	0,77
Basert på den laveste verdien fra forsøkene	0,67	0,80	0,91

Figur *16.27 Reduksjonsfaktor η avhengig av antall nagler det er utført lastforsøk på.*

h) Fronten av konstruksjonen kan bestå av f,eks sprøytebetong eller geotekstiler forblendet med tørrsteinsmur. Trykk mot fronten kan da beregnes etter empirisk metode som vist under:

$$p = \frac{S_0}{s_h \cdot s_v}$$

$$S_0 = \left(0,5 + \frac{s - 0,5}{5}\right) \cdot R_d \quad \text{når} \quad 1 \le s \le 3m$$

$$S_0 = 0,6 \cdot R_d \quad \text{når} \quad s \le 1m$$

$$S_0 = 1 \cdot R_d \quad \text{når} \quad s \ge 3m$$

p = trykk mot fronten
R_d = dimensjonerende forankringskapasitet
s_h = horisontal avstand mellom naglene (i m)
s_v = vertikal avstand mellom naglene (i m)
s = den største verdien av s_h og s_v (i m)

i) Ekstern stabilitet og totalstabilitet

Etter å ha bestemt nødvendig plassering av naglene for å oppnå en stabil gravitasjonsmur bestående av nagler og jord, må ytterligere kontroller utføres. Følgende eksterne bruddmodeller må 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 kan forårsake grunnbrudd)
- Velting av den armerte blokken
- Totalstabilitet (selv om jordnaglingsblokken i seg selv er stabil kan totalstabiliteten likevel være for dårlig)

Etter å ha bestemt endelig utforming av skråning og jordnaglingssystem må det i tillegg for utgravede skråninger utføres stabilitetsanalyser for å bekrefte at hvert enkelt stadium i utgravingsfasen har tilstrekkelig stabilitet. Det kan bli nødvendig å legge restriksjoner på høyden og lengden av hver seksjon som kan graves ut.

j) Deformasjoner

For konstruksjoner hvor bevegelser av fronten kan aksepteres, kan det være tilstrekkelig å gjøre et overslag over deformasjonene basert på empiriske løsninger slik som foreslått av Clouterre (Ref. 12). For mer følsomme konstruksjoner kan en mer omfattende undersøkelse av deformasjonene være nødvendig noe som kan oppnås ved bruk av FEM-analyser.

Figur 16.28 gir et empirisk estimat av horisontale og vertikale deformasjoner av fronten 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, kan skråningen i utgangspunktet bygges med noen graders større helning bakover.

Bevegelser av skråningen kan føre til setninger bak fronten. Avstanden til masser bak fronten som kan bli påvirket, kan anslås i samsvar med følgende uttrykk i henhold til Clouterre,

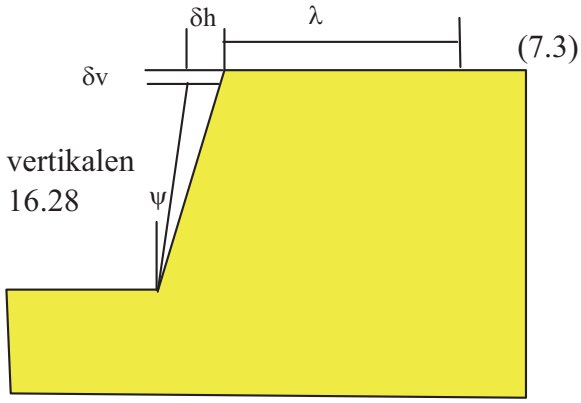
$$\lambda = H(1 - \tan\psi)\kappa \qquad (7.3)$$

hvor

H er høyden av veggen

ψ er opprinnelig helning av fronten i forhold til vertikalen

κ er en empirisk faktor i henhold til tabell figur 16.28



	Velgradert morene (steinm.)	Sand	Leire
$\delta_v = \delta_h$	H/1000	2H/1000	4H/1000
κ	0.8	1.25	1.5

Figur 16.28 *Deformasjoner i jordnaglet vegg.*

k) Drenering

For å unngå vanntrykk mot fronten og oppbygging av poretrykk som kan påvirke stabiliteten og ha andre skadelige effekter på konstruksjonen, bør det etableres drenering. Tettheten og type drenering avhenger av veggens geometri, overflate og grunnvannsforhold og jordart. Ofte vil et drenerende medium bak frontkledningen være tilstrekkelig hvor vannet samles i bunnen og ledes ut av konstruksjonen. Som et minimum kan det etableres drenasjerør gjennom fronten (kan være aktuelt der sprøytebetong er anvendt som frontkledning). I tillegg bør det etableres overflatedrenasje med tilstrekkelig kapasitet til å kontrollere vann fra et største regnskyll med returperiode i samsvar med konstruksjonens levetid.

l) Bestandighet

Kravet til korrosjonsbeskyttelsessystem avhenger av miljø, jordart og konsekvensene av et sammenbrudd.

Miljøet klassifiseres i tre forskjellige miljøklasser avhengig av naglens korrosjonspotensiale i et gitt miljø. En foreløpig vurdering baseres på kunnskap fra tradisjonelle geotekniske undersøkelser og geologiske kart og lokaliteten gis poeng i henhold til tabell figur 16.29.

Korrosjons-potensiale	Poeng	Jordart
meget høy	10	Leire med saltinnhold, Organisk jord (for eks. gytje), fiberrik torv, fylling, industrielt avfall (sinder, flyveaske, kull)
høy	6	Annen leire og torv Byggplassavfall (gips, murstein)
lav	2	Silt, tørrskorpeleire, morene
meget lav	0	Berg, sand, grus, sandig og grusig morene

F*igur 16.29 Klassifisering av miljøets korrosjonspotensial avhengig av jordart.*

I tillegg til disse poengene så tildeles tilleggspoeng, pluss eller minus, avhengig av flere faktorer i henhold til tabell figur 16.30. Hvis det totale antall poeng ved et slikt foreløpig overslag er mindre enn 5, så er det ikke behov for ytterligere informasjon for å bestemme nødvendig korrosjonsbeskyttelse. Miljøklasse 1 benyttes da for å bestemme nødvendig korrosjonsbeskyttelse.

Faktor	Tilleggspoeng
Grunnvannsnivået er lavere enn 2,5 m under terreng	± 0
Grunnvannet er periodisk høyere enn 2,5 m under terreng	+3
Tørre og godt drenerte materialer	-2
Fylling med både kohesjons- og friksjonsjord	+2
Organisk leire (gytje) eller sulfidholdig leire	+3
Avstand til vegoverflate som saltes om vinteren er mindre enn 2,5 m	+4
Eng	± 0
Jordbruksområde som gjødsles	+2
Skogsområde – (furu)	+2
Blandingsskog (gran, løvtrær)	± 0
Løvskog (bjørk, or)	-2
Avfallsvann fra industri, forurenset jord	+2
Materialer som har blitt omlagret og komprimert	+3
Lagdelt jord hvor jordnaglen krysser lagdelingen	+2
Frie ioner fra forvitring (poengverdi avhenger av type ion)	+(1 à 3)

Figur 16.30 Klassifisering av tilleggspoeng for miljømessig korrosjonspotensial avhengig av ulike faktorer.

Det er ikke alltid nok å foreta en foreløpig vurdering av miljøforholdene, men en mer detaljert undersøkelse er noen ganger nødvendig, inkludert grunnundersøkelser. Basert på kjennskap til pH-verdien og resistiviteten i jorda kan tabell figur 16.31 benyttes til å bestemme korrosjonsindeksen som gir miljøklasse i henhold til tabell figur 16.32

Kriterier	Forklaring	Indeks
Jordart	Leire (lav permeabilitet, plastisk)	2
	Leire, silt, morene (normal)	1
	Sand, grus, (porøs, permeabel)	0
	Grusig/sandig morene	0
	Torv og myr	8
	Stein	0
Resistivitet	$p < 10\ \Omega$ m	5
	$10 < p < 20\ \Omega$ m	3
	$20 < p < 50\ \Omega$ m	2
	$50 < p$	0
Vanninnhold - Salt	Saltholdig jord under grunnvannsnivået (permanent eller periodisk)	8
	Ikke-saltholdig jord under grunnvannsnivået	4
	Fuktig jord over grunnvannsnivået (w > 20 %)	2
	Tørr jord over grunnvannsnivået (w < 20 %)	0
pH	Meget syreholdig miljø pH < 4	4
	Syreholdig miljø 4 < pH < 5	3
	Nøytralt miljø 5< pH <6	2
	Basisk miljø pH > 6	0
Lagdelt jord	Lagdelt jord	1
	Homogen jord	0
	Omlagret jord – komprimert	2
Andre faktorer	Industriavfall; sinders, flyveaske, kull	8
	Byggeplassavfall; gips, murstein	4
	Avfallsvann fra industri	6
	Vann fra vintersaltet veg	8
		Σ

Figur 16.31 Korrosjonsindeks anvendt for å bestemme miljøklasse.

Miljøklasse	Forklaring	Poengsum
I	Lavt korrosjonspotensial	0 – 4
II	Normalt korrosjonspotensial	5 – 9
III	Høyt korrosjonspotensial	10 -

Figur 16.32 Bestemmelse av miljøklasse basert på poengsum fra figur 16.31.

Hvis en eller flere av følgende påstander er riktig, kan det være tilrådelig å velge en høyere miljøklasse enn oppnådd i foregående steg (for eks. klasse III istedenfor II).

- Temperaturen er høyere enn normalt
- Rennende vann
- Spenningsnivået i stålet – høyt spenningsnivå eller vekslende belastning
- Lekkasjestrøm
- Kjemisk analyse av jorda og sammenligning med verdiene i tabell figur 16.33 indikerer at har en høy eller meget høy aggressivitet.

Parameter	Grad av aggressivitet		
	Lav	Høy	Meget høy
CO_2 (mg/l)	15 – 40	40 – 100	>100
Ammonium NH_4^+ (mg/l)	15 – 30	30 – 60	>60
Magnesium Mg^{2+} (mg/l)	300 – 1000	1000 – 3000	> 3000
Sulfat SO_4^{2-} (mg/l)	200 – 600	600 – 3000	> 3000

Figur 16.33 Kjemisk analyse – grenseverdier i henhold til DIN 4030.

To andre parametere må vurderes i tillegg til miljøklasse; type jordnagle og konsekvenser av et sammenbrudd. Hvis det er forhold ved anvendt ståltype som indikerer større fare for korrosjon anvendes en høyere miljøklasse. Tilsvarende anvendes høyere miljøklasse hvis konsekvensene av et sammenbrudd er alvorlig og motsatt en lavere miljøklasse hvis konsekvensene er små eller ubetydelige.

Forslag til krav for ulike levetider og miljøklasser er vist i figur 16.34.

		Levetid		
Miljøklasse	Midlertidig	2-40 år	40-80 år	>80 år
I	ingen	lav	normal	meget høy
II	ingen	normal	høy	spesielle undersøkelser
III	lav	høy	meget høy	spesielle undersøkelser

Ingen	Korrosjonsbeskyttelse er ikke nødvendig
Lav	Liten grad av korrosjonsbeskyttelse, for eks. 2 mm korrosjonsmonn på stålet eller gysemasse
Normal	Normal korrosjonsbeskyttelse, for eks. 4 mm korrosjonsmonn på stålet eller minst 20 mm tykk gysemasse kombinert med plastbelegg eller korrosjonsmonn på stålet.
Høy	Høy grad av korrosjonsbeskyttelse, for eks. 8 mm korrosjonsmonn på stålet eller minst 40 mm tykk gysemasse kombinert med plastbelegg eller korrosjonsmonn på stålet.
Meget høy	Plastbelegg er nødvendig

Figur 16.34 Foreslåtte krav til korrosjonsbeskyttelse avhengig av miljøklasse og levetid.

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. 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 gysemassen ikke sprekker opp. Da sprekker kan oppstå kombineres derfor metoden gjerne med annen form for beskyttelse.
Jordnagler for permanente konstruksjoner skal ha dobbel korrosjonsbeskyttelse.
m) Utførelse

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.

Figur 16.35 Montering av jordnagler ved Vingrom kirke i Oppland

16.4.5 Frontkledninger.

Frontkledninger kan bestå av en rekke ulike materialer som f.eks. natursteinsforblending, gabioner, lettbetongblokker, vegetasjon osv. Som en del av jordnaglingskonstruksjoner inngår ofte bruk av sprøytebetong eller geonett. For permanente konstruksjoner benyttes gjerne natursteinsforblending utenpå sprøytebetongen/geonettet. Frontkledningen skal dimensjoneres for å kunne oppta bøyemomenter forårsaket av jordtrykk mellom naglene og for å hindre gjennomlokking av naglehodet. Valg av frontkledning bør foretas i samråd med landskapsarkitekt for å sikre at muren tilpasses andre konstruksjoner,

Felles uansett valg av frontkledning er at denne skal tåle de setninger og deformasjoner som konstruksjonen må regnes å kunne bli utsatt for. Dersom det kan forventes deformasjoner over tid bør en velge en fleksibel løsning. Slike fleksible løsninger kan for eksempel være "gabion" eller "lefse" konstruksjon. For slike er det viktig at det kan påvises at armeringen ikke vil skades ved ultrafiolett stråling (sol), hærverk eller gressbrann.

Figur 16.36 Ferdig mur ved Vingrom kirke forblendet med naturstein

16.5 SPESIELLE FORHOLD

16.6.1 Brulandkar.

Brulandkar kan fundamenteres på armert jord konstruksjoner. Det må da stilles spesielt strenge krav til deformasjoner og setninger.

Hittil har en ikke erfaring i Norge med brulandkar av armert jord konstruksjoner med armering av annet materiale enn stål, og der bare med Reinforced Earth Company's konstruksjoner. Grunnet denne manglende erfaring må bruk av andre armeringsmaterialer for brulandkar bare skje etter avtale. Innen Statens vegvesen skal slik avtale skje med Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen, Geoteknikk- og skredseksjonen.

16.6.2 Setninger av armerte støttekonstruksjoner

Dersom differensialsetningene blir store kan det komme betydelige tilleggskrefter på armeringen. Brukbarheten av en armert jord løsning for støttekonstruksjoner må vurderes med hensyn på dette.

Frontpanelet skal kunne tåle de setninger og deformasjoner som konstruksjonen vil bli utsatt for. Eventuelt kan en mer fleksibel løsning velges, ved bruk av gabioner eller "lefsekonstruksjon"

16.6. ARMERING UNDER FYLLING PÅ BLØT GRUNN

Armering under fylling på bløt grunn benyttes for å bedre bæreevnen. Den vil ha liten innflytelse på konsolideringssetningene, men vil bedre forholdene med hensyn på skjærdeformasjoner. Ved dimensjonering av armering under fylling må tre lasttilfeller undersøkes. Disse er; totalstabiliteten, stabiliteten i fyllinga mot horisontalglidning og utpressing av masser under fyllinga samt tilleggskrefter pga. setninger. Det forutsettes da at lokalstabiliteten av selve fyllingsskråningen er ivaretatt med stabil skråningshelning tilpasset aktuelle fyllingsmaterialer eller ved en armert løsning ved bruk av brattere skråning.

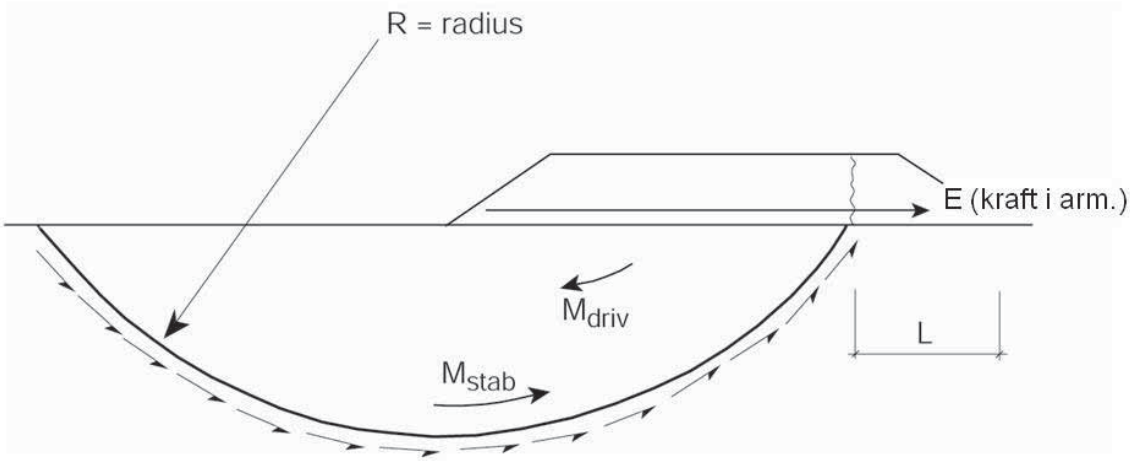
Dimensjonerende kraft (maksimal strekkraft i bruddgrensetilstanden) E_d som skal opptas av armeringen er den største av

a) den maksimale strekkraften som er nødvendig for å sikre totalstabilitet E_{do} pr. m (se avsnitt om stabilitet mot rotasjon) eller
b) summen av maksimal strekk-kraft som er nødvendig for å hindre horisontal glidning E_{ds} pr. m (se avsnitt om horisontal glidning) og den maksimale strekkraft som er nødvendig for å hindre utpressing av masser under fyllingen E_{df} pr. m (se avsnitt om utpressing av masser under fyllingen), dvs $E_{ds} + E_{df}$.

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

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

16.6.1 Totalstabilitet



Fig*ur 16.37 Glidesnitt - beregning av totalstabilitet.*

For totalspenningsanalyse er materialkoeffisienten uten armering:

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

Med armering under fyllinga blir materialkoeffisienten:

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

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

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

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

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

Beregning av strekkraften i armeringen kan utføres ved en vanlig stabilitetsberegning hvor aktuelle bruddflater undersøkes. Den kan utføres for aφ-analyse og aDφ-analyse såvel som totalspenningsanalyse.

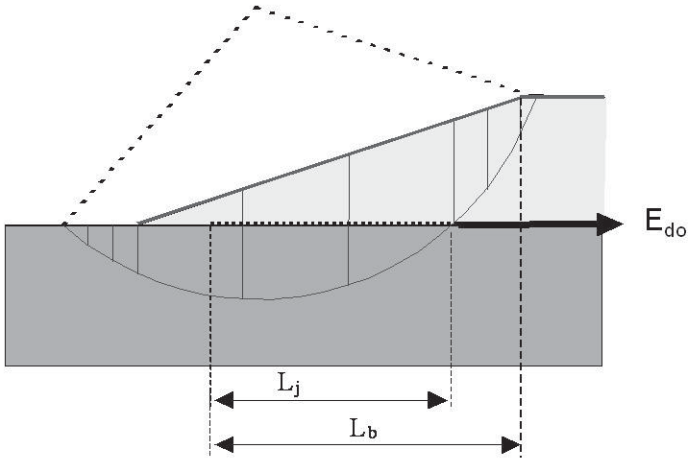
For dype glideflater og smale fyllinger får armeringen begrenset effekt med hensyn på totalstabiliteten pga. at forankringslengden blir for kort. I slike tilfeller kan det være aktuelt å forankre armeringen i motfyllinger.

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

$$L_j \geq \frac{(E_{do})}{\alpha \cdot (a + \gamma \cdot h) \cdot \tan\varphi'_d}$$

- h er gjennomsnittlig fyllingshøyde over armeringen (L_{pj})
- γ er dimensjonerende tyngdetetthet av fyllingen
- a er attraksjon
- α er reduksjonfaktor for friksjon mellom armering og jord (16.2.3)

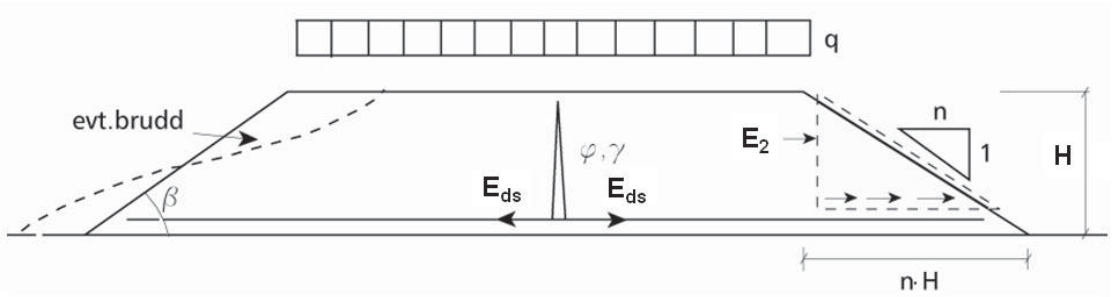
L_j velges som den største lengden som fremkommer ved innsetting av verdier for α, a og tan φ'_d for fyllmasser eller undergrunn.



Figur 16.38 Nødvendig forankringslengde L_j, og forankring utenfor fyllingsskulder, L_b

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

16.6.2 Stabilitet i fyllingen



Figur 16.39 Stabiliteten i fyllingen (skråning, glidning).

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

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

Det utføres kontroll av sikkerheten mot brudd i skråningen ved bruk av en av følgende formler:

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

eller

$$\gamma_M = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta}$$

Symbolene framkommer av figur 16.39.

Det utføres kontroll av glidning på armeringslaget, kfr. figur 16.40

Skyvende kraft:

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

Maks motholdskraft:

$$R_d = \gamma \cdot n \cdot \frac{H^2}{2} \cdot \alpha \cdot \tan \varphi'_d$$

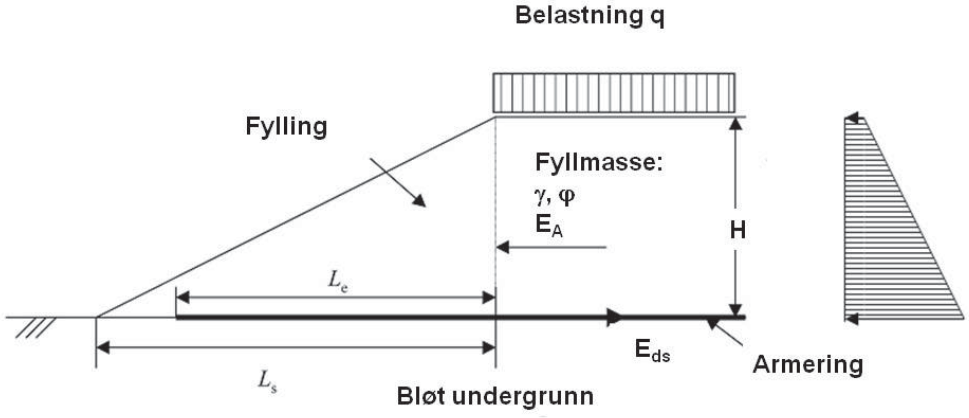
Partialfaktoren bestemmes av:

$$\gamma_M = \frac{\text{motholdskraft}}{\text{skyvende kraft}} = \frac{R_d}{E_{ds}}$$

Nødvendig forankringslengde kontrolleres ved ligningen

$$L_e \geq \frac{E_{ds} \cdot \gamma_M}{\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot \tan \varphi'_d}$$

hvor
h er gjennomsnittlig fyllingshøyde over forankringslengden av armeringen
h = H/2 er en konservativ antagelse og anbefales for å undersøke om foreslått skråningshelning er tilfredsstillende (dvs h = H/2 for $L_e = L_s$). Iterasjon med ulike verdier av h er nødvendig for å finne minste nødvendige forankringslengde.



Figur 16.40 Stabilitet mot horisontalglidning

Fyllingens geometri påfører utadrettede spenninger i jordmassene under fyllingen, figur 16.40. Hvor undergrunnen består av meget bløte masser i begrenset dybde, så kan de utadrettede spenningene forårsake utpressing av de bløte massene. For å hindre dette må den horisontale lengden av fyllingsskråningen L_s og armeringens forankringslengde L_{ext} være stor

nok til å mobilisere tilstrekkelig motkraft i armeringen (E_{df}). I nedenstående ligning antas $L_{ext} = L_s$. Det må utføres iterasjoner med hensyn til tykkelsen av det bløte laget i undergrunnen z_i for å finne maksimalverdien. Da dette er en bruddsituasjon som antas å kunne oppstå nær overflaten av det bløte laget*, anbefales det å begrense tykkelsen av det bløte laget til maksimum $z_{i\ max} = 1{,}5 \cdot H$ for skråningshelninger i området $1{,}5 < n < 3{,}0$.*

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

hvor

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

t er tykkelsen av det bløte laget

τ_d er dimensjonerende udrenert skjærstyrke i det bløte laget under armeringen

ξ_d er økningen i udrenert skjærstyrke pr. m dybde under fyllingen

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

H er fyllingshøyden

γ er dimensjonerende tyngdetetthet for fyllmassene

q er dimensjonerende tilleggslast fra belastninger på fyllingen

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

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

hvor

τ_d er dimensjonerende udrenert skjærstyrke i det bløte laget under armeringen

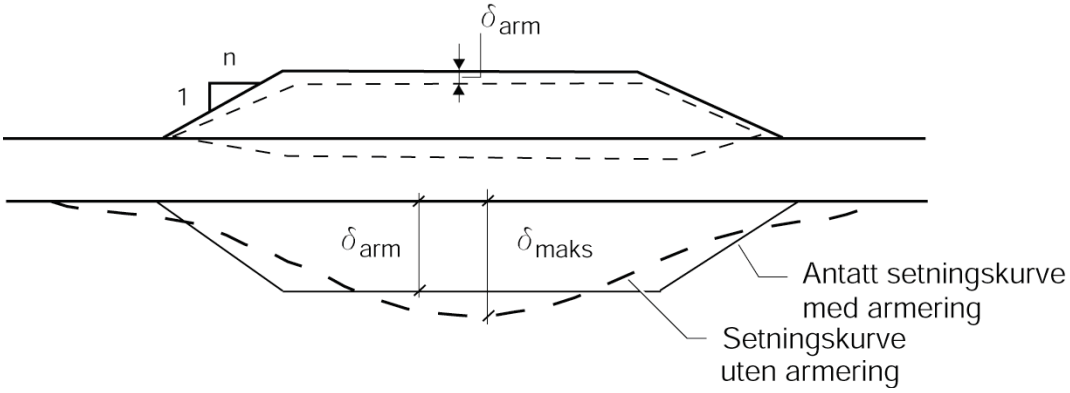
L_{ext} er beregnet nødvendig armeringslengde utenfor fyllingsskulder

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

Største verdi E_d av E_{do} fra Kap. 16.6.1 eller summen av $E_{ds} + E_{df}$ fra Kap 16.6.2 benyttes i de videre dimensjoneringsberegninger.

16.6.3 Tilleggskrefter pga. setninger

Hvordan en armering i detalj fungerer i forbindelse med setninger er uklart. Generelt gjelder for beregningsmodellen nedenfor at små setningsdifferanser påvirker armeringen i liten grad. Spenningene blir små. Armeringen betraktes som "setningsutjevner" i samsvar med figur 16.41.

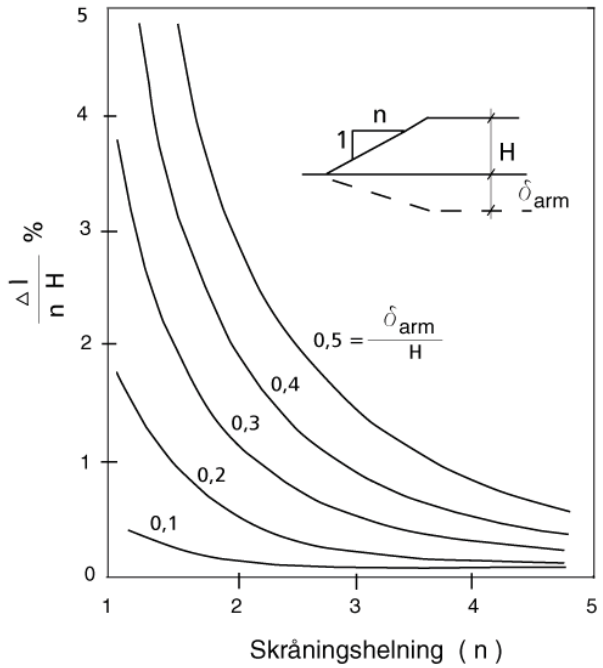


Figur 16.41 Armering under fylling som setningsutjevner.

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

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

Tøyning i armeringen uttrykt ved $\frac{\Delta L}{n \cdot H}$ kan også finnes fra figur 16.42.



Figur 16.42 Tøyningen i armeringen.

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

16.6.4 Kombinasjon av lasttilfeller

Den største kraften E_d av følgende:
1. Nødvendig kraft i armeringen for å oppnå tilstrekkelig totalstabilitet, E_{do}.
2. Krefter i armeringen pga. glidning mot underlaget og utpressing av masser under fyllingen, $E_{ds} + E_{df}$

E_d kombineres med
3. Kraft i armeringen pga. tøyning E_δ.

Disse kreftene summeres i respektive snitt av fyllinga. $E_{maks} = E_d + E_\delta$

16.6.5 Dimensjonering av armering

Velg armering slik at $E_{maks} \leq X_d$
X_d = dimensjonerende materialstyrke i armeringen (se Kap 16.2.2)
E_{maks} = maksimal armeringskraft etter summering

16.6.6 Forankring av armering

Den resulterende kraften som skal overføres i et snitt fås fra summering av kreftene i henhold til 16.6.4. Armeringen kan mobilisere en kraft (R_{mob}) som overføres via armeringens underside til jord.

I Kap 16.6.1 og 16.6.2 har en kontrollert nødvendig forankringslengde for de respektive belastningstilfellene. Når last på grunn av deformasjoner legges til, må det også kontrolleres at forankringslengden for det kombinerte lasttilfellet også er tilfredsstillende.

Mobilisert kraft i armeringen bestemmes av:

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

der τ er mobiliserbar skjærspenning som beskrevet under avsnitt 16.2.3.

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

16.6.7 Deformasjon i jordarmering

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

Når armeringen belastes vil det oppstå tøyninger i denne. I kap. 16.1.2 er det vist til at de totale tøyninger i en armert konstruksjon bør begrenses til $\varepsilon_{totalt} \leq 5$ % og at krypdeformasjoner etter anleggsfasen begrenses til $\varepsilon_{kryp} \leq 2$ %. For fylling på bløt grunn vil

det vanligvis ikke være kritisk om $\varepsilon_{totalt} \leq 10$ %, men $\varepsilon_{totalt} \leq 0{,}7 \cdot \varepsilon_{brudd}$. For fylling på undergrunn med kontraktante materialer (kvikkleire) så bør $\varepsilon_{totalt} \leq 3$ % for å sikre samvirke.

16.7 UTFØRELSE OG ANLEGGSKONTROLL

Det kan være aktuelt å spesifisere kvalitetskontroll.

Laboratorie/materialkontroll ved utførelsen bør omfatte:

- Testing av armeringsmaterialet. Omfang av kontrollen skal være i henhold til NS 3420-G:2008 (Ref. 6)
- Korngraderingsanalyser og komprimeringskontroll av tilbakefyllingsmaterialet.

Kontroll ute i forbindelse med anleggsarbeidet bør omfatte følgende; at:

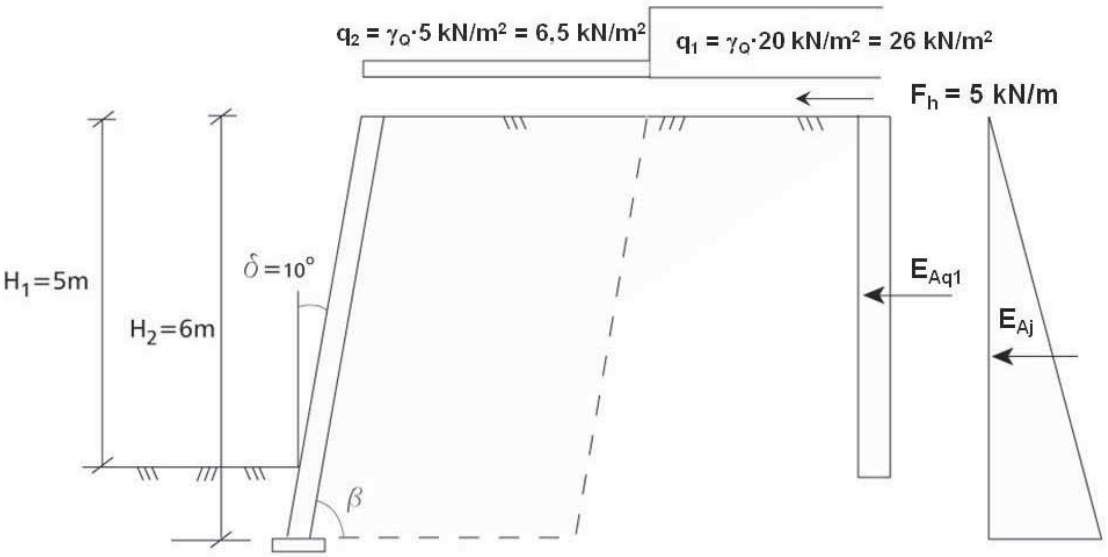
- armeringsmaterialet som leveres er i henhold til bestilling
- armeringen legges ut i prosjektert retning og tilstrekkelig oppstrammet
- det er tatt hensyn til eventuelle forskjeller i strekkstyrke i materialet (retning)
- drenering er etablert som prosjektert
- lagtykkelser er som prosjektert
- konstruksjonens geometri er som prosjektert

16.8 BEREGNINGSEKSEMPLER

16.8.1 Dimensjonering av støttekonstruksjon

I det følgende er det vist eksempel på dimensjonering av støttekonstruksjon i henhold til beskrivelsen i avsnitt 16.4.1.

I denne utgaven av regneeksemplet er bestemmelsene i Håndbok 185 Bruprosjektering av oktober 2009 benyttet når det gjelder trafikklast og lastkombinasjoner samt partialfaktorer for lastvirkninger. Disse ventes å bli endret når ny versjon av Håndbok 185 tilpasset Eurokodene utgis.



Figur 16.43 Støttekonstruksjon i armert jord.

Det skal bygges en støttekonstruksjon i armert jord, vist på figur 16.43. Armering med Tensar geonett, frontkledning av lett støttemurblokk. Oppfylling med velgradert grus. Grus også i fyllingen bak det armerte legemet. Materialet i grunnen er middels fast siltig leire.

a) Dimensjonerende laster på konstruksjonen bestemmes.

Karakteristisk last:
Vekt av fyllmasser antas, $\gamma = 19$ kN/m^3
Frontkledningen medtas som fyllmasse (forenkling).

Nyttelast (trafikklast) på vegen i henhold til kap. 9.4.2.
- over et 6 m bredt felt: $q_1 = 20$ kN/m^2
- over det øvrige vegarealet: $q_2 = 5$ kN/m^2

Horisontallast:
Medtar skjønnsmessig en horisontallast på $F_h = 5$ kN/m. Lasten dekker både sidekraft ved bremsing og påkjørselskraft mot rekkverk. (Det kan forutsettes at disse to ikke inntrer samtidig).

Dimensjonerende last:
Konstruksjonen beregnes her bare for bruddgrensetilstand. Partialfaktorer for lastvikrninger i bruddgrensetilstand:

Vekt av jord: $\gamma_{G;sup} = 1{,}0$
Nyttelast: $\gamma_Q = 1{,}3$

Gir dimensjonerende last:
Vekt av jord: $\gamma = 19$ kN/m^3
Nyttelast over 6 m bredde: $q_1 = 1{,}3 \cdot 20 = 26 kN/m^2$

Nyttelast forøvrig: $q_2 = 1{,}3 \cdot 5 = 6{,}5 kN/m^2$
Horisontallast: $F_h = 1{,}3 \cdot 5 = 7 \text{kN/m}$

b) Dimensjonerende og mobiliserbar materialstyrke for jordmaterialene bestemmes.

Karakteristisk materialstyrke:
Styrkeparametere for naturlig grunn er bestemt ved treaksialforsøk:
a = 5 kN/m^2
$\varphi = 35^0$ (tanφ' = 0,70)

Fyllingsmaterialene forutsettes å være velgradert grus eller bedre, lagvis komprimert. a = 0
$\varphi = 38^0$ (tanφ' = 0,78)

Dimensjonerende materialstyrke:
Partialfaktor for materialfasthet velges i henhold til kap. 0. Skadekonsekvens: alvorlig og bruddmekanisme: nøytral gir:

$\gamma_M = 1{,}4$

Dette gir dimensjonerende materialstyrke:

Naturlig grunn:
$a = 5 \text{kN/m}^2$

$$\tan\varphi'_d = \frac{\tan\varphi'}{\gamma_M} = \frac{0{,}7}{1{,}4} = 0{,}5$$

Fyllingsmaterialer:
$a = 0$

$$\tan\varphi'_d = \frac{\tan\varphi'}{\gamma_M} = \frac{0{,}78}{1{,}4} = 0{,}56$$

Mobiliserbar materialstyrke - jordmaterialer:
Ved beregning av jordtrykk skal både dimensjonerende materialstyrke og mobiliserbar materialstyrke beregnes. Laveste verdier brukes.

For bestemmelse av mobiliseringsgrad, se kap.9.

Figur 9.2 gir for veggens fleksibilitet: normal og undergrunn: middels $f = 0{,}7$

Her er $f < 1 / \gamma_M$ (dvs.0,7 < 1 / 1,4), slik at mobiliserbar materialstyrke skal brukes i jordtrykksberegningen.

Mobiliserbar materialstyrke:
$a = 0$

$$\tan\varphi'_d = f \cdot \tan\varphi' = 0{,}7 \cdot 0{,}78 = 0{,}54$$

c) Dimensjonerende materialstyrke for armeringsmaterialet bestemmes.
I eksemplet velges geonett Tensar SR 110. Det foreligger dokumentasjon av langtids krypforsøk (i.h.h.t NS-EN ISO 13431, Ref. 4) som gir karakteristisk langtidsstyrke:

X_k = 41,5 kN/m

Dimensjonerende materialstyrke:
Partialfaktor for materialfasthet i følge avsnitt 16.2.1, 16.2.2 og Kap. 0:
Skadekonsekvens alvorlig og bruddmekanisme nøytral: $\gamma_{M1} = 1,4$

Omregningsfaktorer
$\eta_1 = 1,0$ (langtids krypforsøk)
$\eta_2 = 0,77$ grus (= 1/1,3)
$\eta_3 = 0,91$ nedgravd materiale (= 1/1,1)

Dimensjonerende materialstyrke:

$$X_d = \frac{\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot X_k}{\gamma_{M1}} = \frac{1,0 \cdot 0,77 \cdot 0,91 \cdot 41,5}{1,4} = 20,8 kN/m$$

Reduksjonsfaktor α for friksjon mellom armering og jord i h.h.t pkt. 16.2.3, figur 16.8:
$\alpha = 0,95$ (naturgrus og nett)

d) Jordtrykk på konstruksjonen beregnes i.h.h.t kap. 5.

Antar ruhet, r = 0 (litt forsiktig antagelse)
For $\tan\varphi'_d = 0,54$ ($\rho=28^0$) og r = 0 finnes $K_A = 0,36$
Korreksjonsfaktor for hellende vegg:

$$K_\delta = \frac{\cos^2(\delta+\rho)}{\cos^3\delta \cdot \cos^2\varphi'_d} = \frac{\cos^2(10+28)}{\cos^3 10 \cdot \cos^2 28} = \frac{\cos^2 38}{\cos^3 10 \cdot \cos^2 28} = 0,83$$

Korrigert jordtrykksfaktor:

$$K_{A,\ korr} = K_\delta \cdot K_A = 0,83 \cdot 0,36 = 0,3$$

Jordtrykk fra nyttelast (se figur 16.40)

$$E_{Aq1} = K_{A,\ korr} \cdot q \cdot H_1 = 0,3 \cdot 26 \cdot 5 = 39 kN$$

E_{Aq1} virker jevnt fordelt over dybden begrenset til 5 m dybde. Angrepspunktet i 2,5 m dybde.

Jordtrykk fra tyngde av jord:

$$E_{Aj} = K_{A,\ korr} \cdot \gamma \cdot \frac{H_2^{\ 2}}{2} = 0,3 \cdot 19 \cdot \frac{6^2}{2} = 103 kN$$

E_{Aj} virker trekantfordelt med angrepspunkt i 4m dybde.

For kontroll av ytre stabilitet regnes det med full nyttelast $q_1 = 26$ kN/m^2 på terrenget bak det armerte jordlegemet og ingen nyttelast på det armerte legemet. Horisontallasten medtas. Passivt jordtrykk på forsiden av konstruksjonen medtas ikke. Konstruksjonen antas drenert til underkant av armert jordlegeme.

e) Overslag over nødvendig bredde av armert legeme:

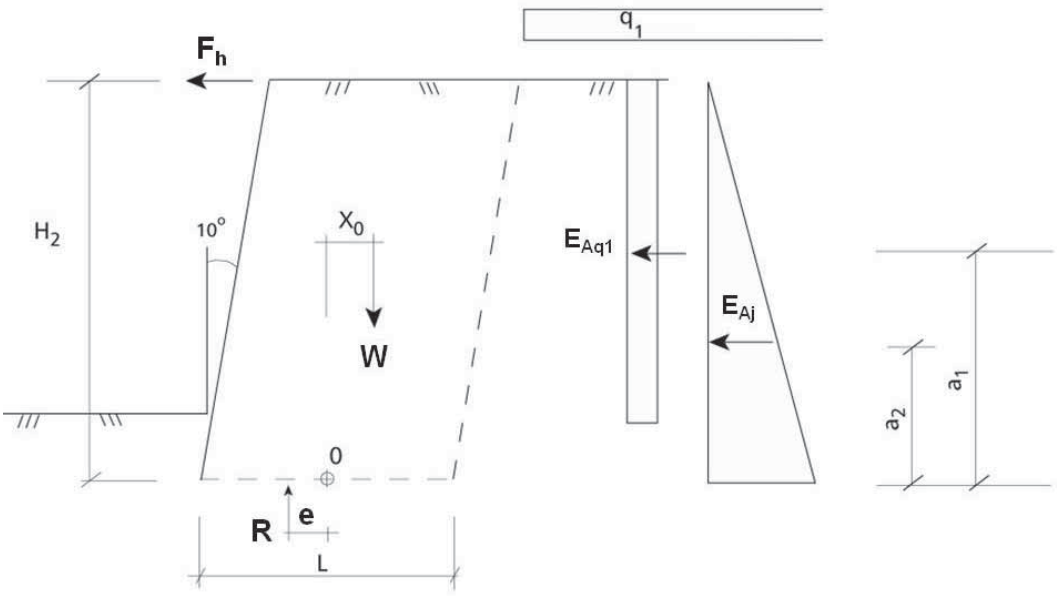
Vinkelen α_f, (se figur 16.14) for flatt terreng bak konstruksjonen:

$$\alpha_f = \tfrac{1}{2} \cdot (90 - \varphi'_d - \delta) = \tfrac{1}{2} \cdot (90 - 28 - 10) = 26^0$$

Dette gir overslag over nødvendig lengde av armert legeme:

$$L = H_2 \cdot \left[\tan(\alpha_f + \delta) - \tan\delta\right] + L_f = 6 \cdot \left[\tan(26 + 10) - \tan 10\right] + 1{,}0 = 4{,}3m$$

I de videre beregninger prøver vi i første omgang med bredde L = 4 m



Figur 16.44 Ytre stabilitet.

f) Sikkerhet mot glidning kontrolleres:

Midlere horisontallast (se figur 16.44):

$$\overline{\tau_h} = \frac{E_{Aq1} + E_{Aj} + F_h}{L} = \frac{39 + 103 + 7}{4{,}0} = 37{,}3\text{kN/m}^2$$

g) Midlere vertikallast:

$$\overline{q_v} = \gamma \cdot H_2 = 19 \cdot 6 = 114 kN/m^2$$

Glidning ved nederste armeringslag:

$$r_b = \frac{\overline{\tau_h}}{\overline{q_v} \cdot \alpha \cdot \tan \varphi'_d} = \frac{37,3}{114 \cdot 0,95 \cdot 0,56} = 0,61 \qquad (\tan\varphi'_d \text{ for grus})$$

Der α er reduksjonsfaktor for friksjon mellom armering og jord (må ikke forveksles med vinkelen α_f. Krav: $r_b \leq 0,9$ for grus

Glidning mot naturlig grunn:

$$r_b = \frac{\overline{\tau_h}}{\left(\overline{q_v} + a\right) \cdot \tan \varphi'_d} = \frac{37,3}{\left(114 + 5\right) \cdot 0,50} = 0,63 \qquad (\tan\varphi'_d \text{ for leire})$$

Krav: $r_b \leq 0,8$ for leire

Sikkerhet mot glidning er ivaretatt.

h) Kontroll av grunnens bæreevne (se figur 16.44):

Vekt av jordlegemet:

$$W = \gamma \cdot H_2 \cdot L = 19 \cdot 6 \cdot 4,0 = 456 kN$$

Eksentrisiteten x_0:

$$x_0 = \frac{H_2}{2} \cdot \tan \delta = 3 \cdot \tan 10 = 0,53 m$$

Vertikal likevekt gir:

$$R = W = 456 kN$$

Momentlikevekt om punkt 0 gir:

$$R \cdot e = E_{Aq1} \cdot a_1 + E_{Aj} \cdot a_2 + F_h \cdot H_2 - W \cdot x_0$$
$$456 \cdot e = 39 \cdot 3,5 + 103 \cdot 2,0 + 7 \cdot 6,0 - 456 \cdot 0,53 = 143 \text{kNm}$$
$$e = 0,31 \text{m}$$

Nyttig bredde:

$$B_0 = L - 2 \cdot e = 4,0 - 2 \cdot 0,31 = 3,4\text{m}$$

Kontroll mot brudd i tåen:

$$\frac{B_0}{L} = \frac{3,4}{4,0} = 0,85 \qquad \text{Krav: } \frac{B_0}{L} \geq 0,5$$

Midlere vertikalt grunntrykk over bredde B_0:

$$q_v = \frac{R}{B_0} = \frac{456}{3,4} = 134 kN/m^2$$

Ruhetsforholdet bestemmes:

$$r_b = \frac{E_{Aq1} + E_{Aj} + F_h}{(W + a \cdot B_0) \cdot \tan \varphi'_d} = \frac{39 + 103 + 7}{(456 + 5 \cdot 3,4) \cdot 0,5} = 0,63$$

a og tanφ'$_d$ for leire

For $r_b = 0,63$ og tan φ'$_d = 0,5$ bestemmes bæreevnefaktorene N_q og N_γ. (kfr, kap. 6)
$N_q = 6,2$ og $N_\gamma = 2,9$

Jordas bæreevne bestemmes av:

$$\sigma_v + a = N_q \cdot (p' + a) + \tfrac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma' \cdot B_0$$
$$\sigma_v = 6,2 \cdot (19 \cdot 1 + 5) + \tfrac{1}{2} \cdot 2,9 \cdot 9 \cdot 3,4 - 5 = 188 kN/m^2$$

$\sigma_v > q_v$, dvs. tilstrekkelig bæreevne

i) Totalstabiliteten av konstruksjonen kontrolleres ved sirkulærsylindriske og/eller sammensatte skjærflater gjennom massene bak og under det armerte jordlegemet. Det vises til kapittel 4. Husk at evt. utgraving for å etablere den armerte konstruksjonene også må kontrolleres (korttid).

Ved dimensjonering av armeringen (indre stabilitet) medtas også jordtrykk fra nyttelast på det armerte legemet, dessuten horisontallasten (F_h = 7 kN/m).

j) Samlet last på alle armeringslag:

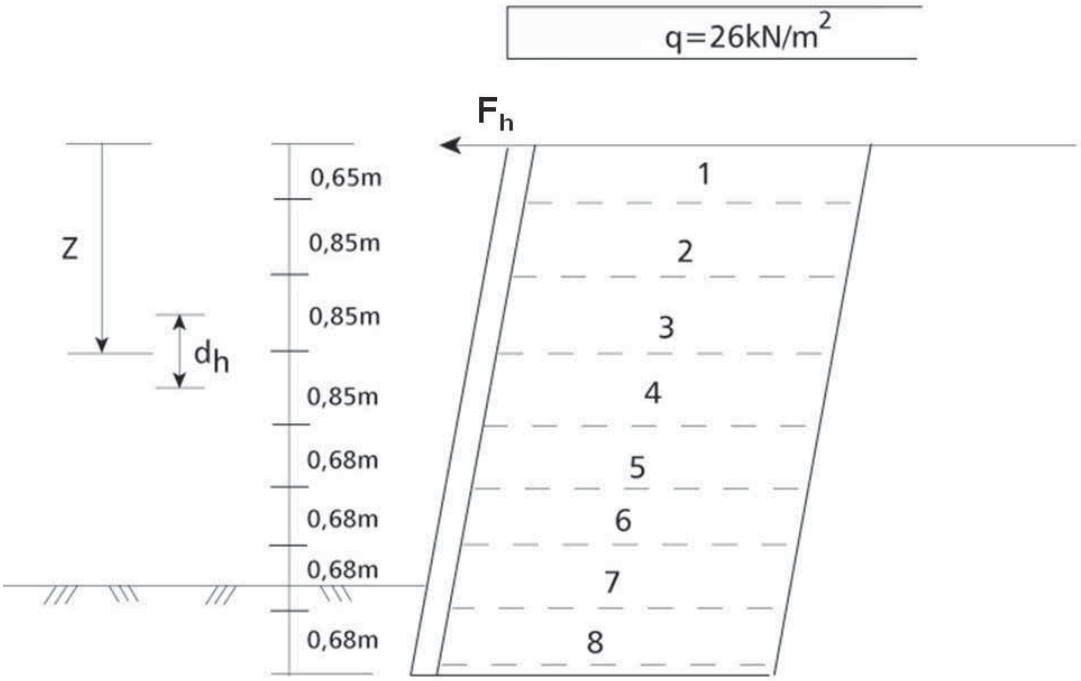
$$E_{tot} = K_{A\ korr} \cdot \left(\gamma \cdot \frac{H_2^{\,2}}{2} + q_1 \cdot H_1 \right) + F_h = 0,30 \cdot \left(19 \cdot \frac{6^2}{2} + 26 \cdot 5 \right) + 7 = 149\text{kN}$$

j) Antall armeringslag, overslagsberegning:

$$n = \frac{E_{tot}}{X_d} = \frac{149}{20,8} = 7,2$$

For å forenkle fordelingen velges 8 lag.

k) Det skal brukes frontkledning av lett støttemurblokk, blokkhøyde 170mm. Armeringslagene tilpasses skifthøyden. Prøver en fordeling som vist i figur 16.45.



Figur 16.45 Fordeling av armeringslag.

Maksimal horisontal strekkraft beregnes for de ulike armeringslagene ut fra formelen:

$$E_{h,maks} = K_{Akorr} \cdot d_h \cdot (\gamma \cdot z + q) + F_h$$

Horisontalkraften F_h tas kun med i lag 1. Nyttelast q tas ikke med i lag 7 og 8. Resultatene settes opp i tabell som vist under:

LAG	z	d_h	$(\gamma \cdot z + q)$ *	$E_{h,maks} = K_{A korr} \cdot d_h \cdot (\gamma \cdot z + q)$	X_d
1	0,65	1,08	38,4	19,4	20,8
2	1,5	0,85	54,5	13,9	20,8
3	2,35	0,85	70,7	18,0	20,8
4	3,2	0,76	86,8	19,8	20,8
5	3,88	0,68	99,7	20,3	20,8
6	4,56	0,68	112,6	23,0	20,8
7	5,24	0,68	99,6	20,3	20,8
8	5,92	0,42	112,5	14,2	20,8
		$\Sigma d_h =$ 6,0			

* Terrenglasten q regnes jevnt fordelt ned til dybde 5 m og inngår derfor ikke i beregningene for lag 7 og 8

Fordelingen er tilfredsstillende. Overskridelsen i lag 6 godtas da det er rikelig kapasitet i lagene over og under.

Kommentar: Det er normalt ikke nødvendig å kontrollere samlet styrke for hvert armeringslag. Et par stikkprøver vil raskt vise om fordelingen er fornuftig.

l) Beregning av nødvendig armeringslengde er tidligere gjennomført som overslag, som må kontrolleres.

Helning på teoretisk bruddflate; $\alpha_f = 26^0$ (kfr. pkt. e))

Bredde av jordkile innenfor bruddflaten ved armeringslag 1:

$$L_1 = (H - z) \cdot \left[\tan(\alpha_f + \delta) - \tan\delta\right] = 5{,}35 \cdot \left[\tan(26 + 10) - \tan 10\right] = 2{,}9m$$

Forankringslengden for lag 1:

$$L_{f1} = \frac{E_{h,maks}}{2 \cdot \alpha \cdot (\gamma \cdot z_1 + q) \cdot \tan\varphi'_d} = \frac{19{,}4}{2 \cdot 0{,}95 \cdot 38{,}4 \cdot 0{,}56} = 0{,}47\text{m}$$

Forankringslengden skal likevel ikke være mindre enn L_f = 1,0m.

Nødvendig bredde av konstruksjonen ved 1. armeringslag (bredde av frontkledning er inkludert):

$$L = L_1 + L_{f1} = 2{,}9 + 1{,}0 = 3{,}9m$$

Konklusjon: Armeringslengden velges lik for alle lag. Bredde for den armerte konstruksjonen på 4,0 m er tilstrekkelig.

16.8.2 Flere eksempler

For flere eksempler se den Nordiske håndboken hvor regneeksempler på både jordnagling og fylling på bløt undergrunn også er vist. Håndboken er tilgjengelig digitalt på følgende adresse http://www.ngf.no under linker og info, dokumenter for nedlasting: Geosyntethåndbok (Ref. 5).

16.9 SYMBOLLISTE

Symbol	Forklaring I	Forklaring II
A	Overflateareal	Karakteristisk tverrsnittareal for en jordnagle
B	Bredde	
C	Karakteristisk omkrets for det hull hvor jordnagle og gysemasse installeres	
C_u	Korngraderingstall	
D	Diameter	Bredde av lastvirkning
H	Horisontal last eller kraft	Høyde på støttemur eller fyllingshøyde
E	Lastvirkning	
K	Jordtrykkskoeffisient	
L	Lengde	
M	Materialfaktor	Moment
N	Bæreevnefaktor	
P	Resulterende jordtrykkskraft	
F	Påvirkning	Last
R	Radius	Kapasitet, Motstand
R_N	Skjærstyrke for armering/jordnagle	
R_u	Porevanntrykkskoeffisient	
S	Avstand mellom jordnagler	Linjelast
V	Vertikal last eller kraft	
W	Vekt	
X	Materialstyrke	Materialegenskap
a	Attraksjon	Adhesjon/vedheftning
b	Bredde	
c	Kohesjon	Senteravstand
c_u	Udrenert skjærstyrke	
c'	Effektiv kohesjon (c' = a tan φ')	
d_h	Avstand mellom armering vertikalt	Avstand mellom armering horisontalt
k	Permeabilitet	
n	$1/n$ skråningshelning	
p	Trykk	
q	Tilleggslast eller overlagringstrykk	
q_s	Uttrekkskraft for en jordnagle	
r_b	Ruhet	
r_u	Porevanntrykkskoeffisient	
u	Porevanntrykk	
z	Dybde	
α, α_f	Vinkel	
α	Samvirkekoeffisient	Sensitivitetsfaktor
δ	Friksjonsvinkel mellom mark og konstruksjon	
φ	Friksjonsvinkel	

φ'	Friksjonsvinkel, effektivspenning	
φ'_d	Mobiliserbar (dimensjonerende) friksjonsvinkel	
γ	Tyngdetetthet	Partsialfaktor /Skjærtøyning
γ_M	Partsialfaktor for materialegenskaper	
ε	Tøyning	
η	Omregningsfaktor	
μ	Friksjonskoeffisient	
θ	Omkrets	
σ	Total normalspenning	
σ'	Effektiv normalspenning	
τ	Skjærspenning	
ξ	Reduksjonsfaktor	Økning i skjærstyrke per meter dybde
ψ_0	Faktor for kombinasjonsverdi for en variabel påvirkning	
ψ_1	Faktor for ofte forekommende verdi av en variabel påvirkning	
ψ_2	Faktor for tilnærmet permanent verdi av en variabel påvirkning	
GVst	Grunnvannsnivå	
KVst	Kapillært vannivå	

16.10 REFERANSELISTE

1. *Ground Engineering Applications of Geotextiles in Road Construction and Maintenance*, *OECD Expert Group 18, (Chairman Murray, R.T.)* 1991, Transport and Road Research Laboratory: Crowthorne, Berkshire, UK.
2. *Geotekstiler, Strekkprøving på brede prøvelegemer*, *NS-EN ISO 10319*. 1996, Standard Norge: Oslo.
3. *Geotekstiler, Strekkprøving av skjøter/sømmer på brede prøvelegemer*, *NS-EN ISO 10321*. 1996, Standard Norge: Oslo.
4. *Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter. Bestemmelse av kryp og krypbrudd ved belastning*, in *NS-EN ISO 13431*. 1999, Standard Norge: Oslo.
5. *Nordic Guidelines for Reinforced Soils and Fills*. Nordisk håndbok Armert jord og fyllinger, (norsk versjon, revidert 2006), Distribusjon i Norge ved Norsk Geoteknisk Forening. 2003: Nordisk Geosyntetgruppe, Publisert av de geotekniske foreningene i Norden.
6. *Beskrivelsestekster for bygg, anlegg og installasjoner - Del G: Grunnarbeider - Del 2,* NS 3420-G:2008, Standard Norge: Oslo.
7. Bjerin, L., Eriksson, L., *Armerad jord*, *Berekningseksempel*. 1987, Statens Geotekniska Institut: Linköping.

8. Bruce, D.A., Jewell, R. A., *Soil Nailing: Application and Practice - Part 2.* Ground Engineering, 1987(January 1987).

9. Bruun, H., Vaslestad, J., *Indre stabilitet i støttekonstruksjoner av armert jord*, *Intern rapport nr. 1475*. 1991, Vaglaboratoriet, Vegdirektoratet: Oslo.

10. Bruun, H., Vaslestad, J., *ARMOD - Program for beregning av armert jord støttekonstruksjoner*, *Intern rapport nr. 1485*. 1991, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet.

11. Carlsson, B., *Armerad jord. Berekningsprinciper*. 1987, Utgitt av Terranova, Distribusjon Statens Geotekniska Institut: Linköping.

12. Clouterre, *Soil Nailing Recommendations*, *English translation 1993*. 1991, Presses de l'ecole nationale des Pont ser Chaussées: Paris, France.

13. Den Hoedt, G., *Geomembranes and Related Products*, *4th International Conference on Geotextiles*. 1990, Balkema, Rotterdam: The Hague, Nederland.

14. Jones, C.J.F., *Earth Reinforcement and Soil Structures*, *Butterworths Advanced Series Geotechnical Engineering*. 1985, Butterworths: London.

15. M^{c}gwn, A., Yeo, K.C., Andrawes, K.Z., *Performance of Reinforced Soil Structures*, *International Reinforced Soil Conference organized by the British Geotechnical Society*. 1991, Tomas Telford, London: University of Strathclyde, Glasgow.

16. Statens vegvesen, *Vegbygging*, *Håndbok 018*. 2005, Vegdirektoratet: Oslo.

17. Statens vegvesen, *Bruprosjektering*, *Håndbok 185*. 2009, Vegdirektoratet: Oslo.

18. Statens vegvesen, *Støttemurer*, *Håndbok 275*. 2010, Vegdirektoratet: Oslo.

19. Vaslestad, J., *Jordnagling*, *Publikasjon nr. 99*. 2002, Vegteknisk avdeling, Vegdirektoratet: Oslo.

Kapittel 17

RYSTELSER OG MULIGE SKADER

17.1 INNLEDNING 17-2
17.1 INNLEDNING 17-2
17.2 RYSTELSER 17-2
17.3 VIRKNING PÅ HUS 17-4
17.4 SKADEKRITERIER 17-6
17.4.1 Grenseverdier 17-7
17.4.2 Grunnforhold 17-7
17.4.3 Byggverksfaktor 17-8
17.4.4 Avstandsfaktor 17-9
17.4.5 Kildefaktor 17-10
17.4.6 Tysk norm DIN 4150 17-11
17.5 SJENANSE 17-11
17.6 VIRKNING AV VEGTRAFIKK OG ANLEGGSAKTIVITETER 17-14
17.6.1 Vegtrafikk 17-14
17.6.1.1 Vegbanens jevnhet 17-15
17.6.1.2 Kjøretøy 17-15
17.6.1.3 Kjørehastighet 17-15
17.6.1.4 Vegoverbygning 17-16
17.6.1.5 Underbygning 17-16
17.6.1.6 Virkning på omgivelsene. 17-17
17.6.2 Peler 17-20
17.6.2.1 Vibrering. 17-20
17.6.2.2 Ramming. 17-21
17.6.2.3 Sammenligning Vibrering - Ramming 17-22
17.6.2.4 Pressing av spuntnåler 17-22
17. 6.3 Komprimering 17-22
17.6.4 Sprengningsarbeider 17-23
17.6.4.1 Sprengning i områder med kvikkleire 17-24
17.7 BEFARING FØR ANLEGG 17-25
17.8 SYMBOLLISTE 17-26
17.9 REFERANSELISTE 17-27

17.1 INNLEDNING

I forbindelse med veganlegg kan rystelser i undergrunnen oppstå i anleggsperioden som følge av f.eks. bergsprengning, massetransport (lastebiler/dumpere), komprimering (vibrasjonsvalser) og ramming av spunt og peler. Dette har i enkelte tilfeller ført til at spørsmål har vært reist om skade på nærliggende hus og andre konstruksjoner som en følge av rystelsene.

Likeledes har Vegvesenet fra tid til annen fått spørsmål om sammenheng mellom rystelser fra vegtrafikk og skade på eiendom eller sjenanse for beboere av hus nær veg. Økningen i antall saker i de senere år må sees på bakgrunn av endringene i kjøretøyparken (større enheter) samt økt trafikktetthet. Dessuten har endringer i retning av mer miljøbevisste holdninger påvirket utviklingen.

I det følgende er det gitt en kort generell beskrivelse av rystelser og hvorledes de sprer seg, av virkning på konstruksjoner og skadekriterier samt forskjellige faktorer som påvirker rystelser fra vegtrafikk, pele- og komprimeringsarbeider samt fra sprengingsarbeider. I tillegg er det pekt på forhold som bør kontrolleres før arbeid som medfører rystelser settes i verk. Det er i denne sammenheng vist til to norske standarder på området: NS 8176 ”Vibrasjoner og støt. Måling i bygninger av vibrasjoner fra samferdsel og veiledning for bedømmelse av virkning på mennesker” utgitt desember 1999 og NS 8141 ”Vibrasjoner og støt. Måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på byggverk” utgitt juni 2001.

Lovverket som regulerer forhold knyttet til skade og sjenanse fra veganlegg og vegtrafikk er naboloven og forurensingsloven. Det henvises i denne sammenheng til Håndbok 081 ”Erstatningskrav utenfor kontraktsforhold m.m.” I utbyggings-sammenhenger er Plan og Bygningsloven og de tilhørende Byggeforskriftene sentrale. Veiledningen til Byggeforskriftene viser direkte til NS 8176.

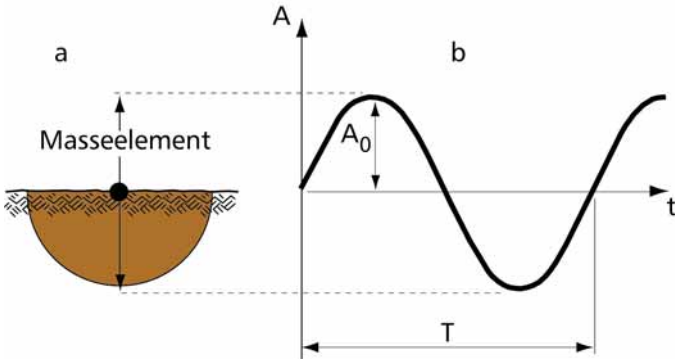
17.2 RYSTELSER

Hvis en forstyrrelse initieres på overflaten av et elastisk materiale i form av sprenging, slag påvirkning fra en vibrator, et kjøretøy osv. vil denne forstyrrelse spre seg til omkringliggende områder i form av spenningsendringer som forplanter seg som bølger i materialet. Berg og jord, stein og andre løsmasser vil i denne sammenheng oppføre seg som elastiske materialer. I væsker vil det oppstå trykkbølger og energien spres på en halvkuleform med resulterende ringer som observeres på overflaten. I faste materialer (bl.a. berg og jord) dannes i tillegg skjærbølger og nær overflaten en kombinasjon av trykk- og skjærbølger som kalles Rayleigh-bølger. Sistnevnte bærer med seg hoveddelen av tilført energi og er således den bølgeform som skaper størst problemer for hus og andre konstruksjoner på terreng. Bølgenes forplantingshastighet avhenger av materialets elastisitet og tetthet.

Spenningsendringene i materialet fører til at deformasjonsendringer i form av rystelser. De kan registreres enten som dynamisk forskyvning, svingningshastighet eller akselerasjon. Hvis påvirkningen er harmonisk (f.eks. fra en vibrator) kan sammenheng mellom forskyvning A, svingningshastighet v og akselerasjon a i et punkt uttrykkes slik:

$$A = A_0 \cdot \sin(2\pi f \cdot t)$$
$$v = A_0 \cdot 2\pi f \cdot \cos(2\pi f \cdot t)$$
$$a = -A_0 \cdot 4\pi^2 f^2 \cdot \sin(2\pi f \cdot t)$$

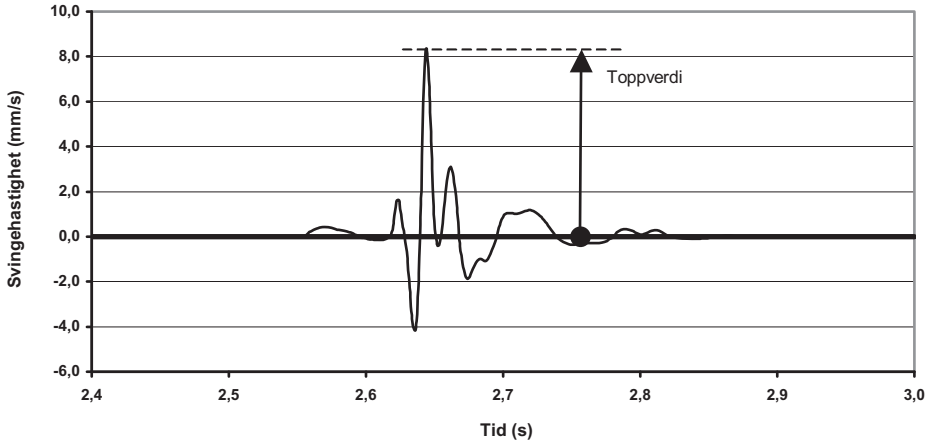
der A_0 er maksimal forskyvningssamplitude, f er frekvens, t tid.



Figur 17.1 Harmonisk svinging

I figur 17.1 er T svingeperioden. Frekvensen er: $f = 1/T$

Det er også mulig å finne sammenheng mellom forskyvning, svingningshastighet og akselerasjon selv om påvirkningen ikke er harmonisk dersom tidsforløpet for en av parametrene er kjent. Foreligger tidsforløpet i digital form, skjer omregningen enkelt ved numerisk integrasjon og/ eller derivasjon.



Figur 17.2 Transient svinging

Når en ser på spredningsformen for de enkelte bølgetyper er det umiddelbart klart at virkningen av rystelsene vil avta relativt raskt med økende avstand fra kilden. Dette følger fra en ren geometrisk betraktning idet energien spres på et stadig økende areal (for Rayleighbølger omvendt proporsjonalt med $\sqrt{r}$ hvor r er den radielle avstand fra kilden). I tillegg får en også energitap på grunn av virkninger som med et fellesnavn kan betegnes som indre friksjon i materialet.

Dette kan uttrykkes med følgende empiriske formel for Rayleighbølger:

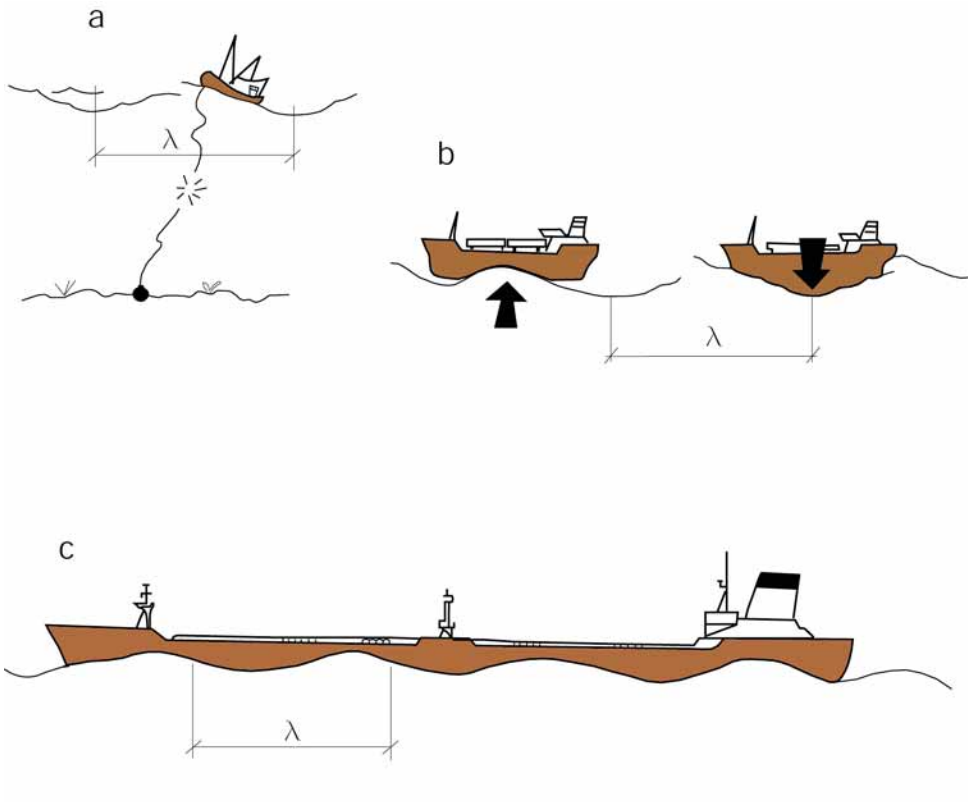
$$A_r = A_0 \cdot \sqrt{\frac{r_0}{r}} \cdot e^{-\frac{2\pi \cdot f \cdot D}{C_R} \cdot (r - r_0)}$$

Hvor A_r og A_0 er amplituder (forskyvning, svingehastighet eller akselerasjon) i avstand henholdsvis r og r_0 fra kilden, f er frekvensen, C_R er forplantningshastigheten for Rayleighbølgene og D er en energitap- eller dempnings-koeffisient. Det fremgår her at med f.eks D = 0,05 (dvs. 5% dempning), og Rayleighbølgehastighet på 250 m/s vil $A_r \approx 1/2 \cdot A_0$ med en dobling av avstanden fra 10 m til 20 m, for rystelser med typisk frekvens 30 Hz.

Ligningen over gjelder teoretisk for et homogent, elastisk halvrom. Lagdeling, skrå lag og inhomogeniteter som alltid er til stede i praksis kan føre til at bølgeutbredelsen i praksis avviker betydelig fra det ligningen tilsier. Ligningen må derfor kun brukes som en indikator. I prosjekter der rystelsene kan ha stor betydning bør bølgeforplantningen måles på stedet. For måling av rystelser anvendes i dag vanligvis instrumenter som registrerer svingningshastighet eller akselerasjon. Som følere benyttes da enten geofoner eller akselerometre og tidsforløpet tegnes enten opp på en skriver eller lagres digitalt for maskinell behandling. Det finnes også overvåkingsinstrumenter som registrerer dag og klokkeslett samt rystelses toppverdi (deformasjon, svingningshastighet eller akselerasjon) når en viss forutinnstilt terskelverdi overskrides. Slike instrumenter er mye anvendt ved sprengningsarbeider.

17.3 VIRKNING PÅ HUS

Når et bølgetog forårsaket av forstyrrelser i et område (jordskjelv, sprengning, et kjøretøy etc.) passerer et hus, vil husets fundamenter påvirkes av deformasjonene i undergrunnen. Bevegelsens størrelse avhenger for det første av energien i kilden og avstanden som omtalt ovenfor, men også av husets dimensjon i forhold til bølgelengde. Dette kan illustreres med følgende analogi fra det maritime miljø. Er bølgelengden mye større enn konstruksjonens dimensjoner, representert ved fiskebåtens lengde i figur 17.3 a, så løftes og senkes båten, men bevegelsene i forhold til omkringliggende vannmasser er små.



Figur 17.3 Bølgelengdens betydning

Er båtens dimensjon av samme størrelsesorden som bølgelengden, figur 17.3 b, så kan hele båtskroget utsettes for store påkjenninger.

Overstiger båtens lengde bølgelengden vesentlig, figur 17.3 c, forandres ikke båtens bevegelser i særlig grad selv om deler av båten utsettes for store påkjenninger. I tillegg kan hele båten eller deler av den utsettes for store akselerasjoner.

Bølgelengden λ avhenger av bølgenes forplantningshastighet C og svingefrekvens f

$$\lambda = \frac{C}{f}$$

Siden det vanligvis vil være Rayleighbølgene som overfører det meste av rystelsene er det forplantningshastigheten for slike bølger som er av betydning. Rayleighbølgehastigheten kan settes lik skjærbølgehastigheten og i løsmasser vil skjærbølgehastigheten variere, fra ca. 100 m/s for bløt leire, silt og organisk jord med høyt vanninnhold til ca. 200 – 300 m/s for fastere leire og sand og opp til 2000 – 3000 m/s for harde bergarter. Frekvensen avhenger både av kilden og undergrunn samt avstand og vil for støtpåvirkninger fra peleramming og vegtrafikk kunne være av størrelsesorden f = 10 - 20 Hz i leire og f = 30 - 40 Hz i sand.

Figur 17.4 Spenningsendring i en konstruksjon når en bølge passerer.

Figur 17.4 forestiller spenningsendringene i en konstruksjon når en bølge passerer. En ser her at påkjenningen veksler fra trykk til strekk i forskjellige deler av konstruksjonen.

Det er meget vanskelig på teoretisk grunnlag å beregne spenningsendringene i konstruksjonen selv om rystelsenes 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 sprekker oppstå.

Hvis konstruksjonen på forhånd er påkjent på grunn av andre ytre forhold så som setninger i fundamentene, overbelastning etc. kan sprekker oppstå selv om tilleggsspenninger fra rystelser er meget beskjedne.

Effekten av vedvarende rystelser kan videre forsterkes hvis frekvensen ligger nær egenfrekvensen for konstruksjonen eller deler av denne. Det vil da kunne oppstå såkalt resonans med uvanlig store virkninger selv for beskjeden rystelser. For vanlige bolighus vil resonansfrekvensen kunne ligge i området 5 - 15 Hz.

Grovt sett viser det seg at påkjenningene i konstruksjonen blir proporsjonal med svingehastigheten fundamentene utsettes for. Det er derfor vanlig å bruke toppverdi av svingehastighet som kriterium for å vurdere skade og sette rystelsesgrenser for bygg.

17.4 SKADEKRITERIER

Når det gjelder skade på hus pga. rystelser, foreligger nå en revidert versjon av NS 8141 ”Vibrasjoner og støt. Måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på byggverk” utgitt juni 2001. Tidligere omfattet denne standarden kun sprengningsarbeider, men i den reviderte utgaven er også rystelser fra andre anleggsaktiviteter som peling, spunting, graving, komprimering og anleggstrafikk tatt med. Standarden har følgende tillegg:
Tillegg A (normativt): Krav til måleutstyr
Tillegg B (normativt): Skjema for målerapport

Tillegg B (normativt): Skjema for målerapportTillegg A: Krav til måleutstyr. Normativt
Tillegg B: Skjema for måplerapport. Normativt

Når det gjelder måleutstyr er det stilt krav om at givere skal kalibreres hvert annet år og registreringsutstyret hvert 4. år. Slik kalibrering skal utføres av et godkjent målelaboratorium eller tilsvarende kvalifisert laboratorium mot et referansesystem. Måleusikkerheten ved kalibrering av hele målesystemet skal ikke overskride ± 5 % av verdien av kalibreringssignalet i noe frekvensbånd.

Utdrag av NS 8141 er gjengitt nedenfor etter tillatelse fra Pronorm AS, men Pronorm AS kan ikke holdes ansvarlig for eventuelle feil i gjengitt materiale. Uten særskilt skriftlig avtale med Pronorm AS, tillates ikke kopiering eller gjengivelse av hele eller deler av Norsk Standard i noe format (se www.standard.no). Utdrag av NS 8141 er vist i kap. 17.4.1-17.4.5.

17.4.1 Grenseverdier

Målte verdier skal sammenlignes med grenseverdier for toppverdien av svingehastighet (se fig. 17.2) fastsatt i henhold til følgende formel:

$$v = v_o \cdot F_g \cdot F_b \cdot F_d \cdot F_k$$

hvor

- v_o er den ukorrigerte toppverdien av vertikal svingehastighet i millimeter per sekund og fastsatt til 20 mm/s;
- F_g er en grunnforholdsfaktor som tar hensyn til grunnforholdene der byggverket står
- F_b er en byggverksfaktor som er avhengig av type og utforming av byggverk, konstruksjonsmateriale og fundamenteringsmåte,
- F_d er en avstandsfaktor som tar hensyn til avstanden mellom vibrasjonskilden og målepunktet,
- F_k er en kildefaktor som tar hensyn til egenskaper ved vibrasjonskilden,

Der grunnarbeider utføres slik at vibrasjonene kan gi resonans i byggverk, for eksempel ved bruk av vibrerende utstyr eller elektroniske tenningssystemer ved sprengning innstilt med kort og eksakt tidsintervall, må grenseverdiene vurderes spesielt.

17.4.2 Grunnforhold

Faktoren for grunnforhold F_g der byggverket står, er fastsatt i tabell figur 17.5.

Grunnforholdsfaktor F_g

Hovedgruppe	Grunnforhold	Grunnforholdsfaktor F_g
Løsmasser	Svært bløte grunnforhold/bløt leire	(0,5)[1)]
	Leire, vannrik silt	0,8
	Sand, grus og silt	1,0
	Fast lagret morene, fylling med komprimert sprengstein	1,8
Berg	Tynt avrettingslag over berg	2,5
	Skifer, myk kalkstein, oppsprukket berg (seismisk hastighet 2000-4000 m/s)	2,5
	Granitt, gneis, hard kalkstein, kvartsitt, diabas (seismisk hastighet > 4000 m/s)	3,5
1) Faktor 0,5 er en representativ verdi, men den bør vurderes i hvert tilfelle.		

Figur 17.5 Grunnforholdsfaktor F_g

17.4.3 Byggverksfaktor

Byggverksfaktoren F_b er avhengig av type og utforming av byggverk, hovedmateriale og fundamenteringsmåte. Den bestemmes etter formelen

$$F_b = k_b \cdot k_m \cdot k_f$$

hvor

k_b er en byggfaktor som er avhengig av type og utforming av byggverket,

k_m er en materialfaktor som er avhengig av type materiale i byggverket,

k_f er en fundamenteringsfaktor som er avhengig av fundamenteringsmåte for byggverket,

Byggverk deles inn som angitt i tabell figur 17.6.

Byggfaktor k_b for ulike klasser av byggverk

Type byggverk	Byggfaktor k_b
Tunge konstruksjoner, for eksempel broer, kaier og forsvarsanlegg	1,70
Industri- og kontorbygg	1,20
Vanlige boliger	1,00
Spesielt følsomme bygninger, for eksempel bygninger med høye hvelv eller konstruksjoner med store spennvidder[1)]	0,65
Historiske bygninger og ruiner i ømtålig tilstand[1)]	0,50
[1)] Se også 5.6	

Figur 17.6 Byggfaktor k_b

Materialer som inngår i byggverk, deles som angitt i tabell figur 17.7. Materialfaktoren k_m gjelder for materialet i byggverkets svakeste bygningsdel.

Materialfaktor k_m for hovedmaterialer i byggverk

Hovedmateriale	Materialfaktor k_m
Armert betong, stål, tre	1,20
Uarmert betong, tegl, betonghullstein, murverk, lettklinkerbetong og lignende	1,00
Trykkherdet lettbetong og lignende	0,75

Figur 17.7 Materialfaktor k_m

Fundamenteringsfaktoren k_f er avhengig av hvordan byggverket er fundamentert i relasjon til grunnforholdene, og er angitt i tabell figur 17.8.

Fundamenteringsfaktor k_f

Fundamenteringsmåte	Fundamenteringsfaktor k_f [1)]
Bankett, veggskive, søylefundament[2)]	0,7
Plate	0,8
Kohesjons- eller friksjonspeler eller pilarer	0,9
Spissbærende peler eller pilarer	1,0
1) Ved vekslende grunnforhold over fundamenteringsarealet bør forholdene vurderes spesielt.	
2) Dersom konstruksjonen er støpt direkte på berg, gjelder fundamenteringsfaktor $k_f = 1,0$.	

Figur 17.8 Fundamenteringsfaktor k_f

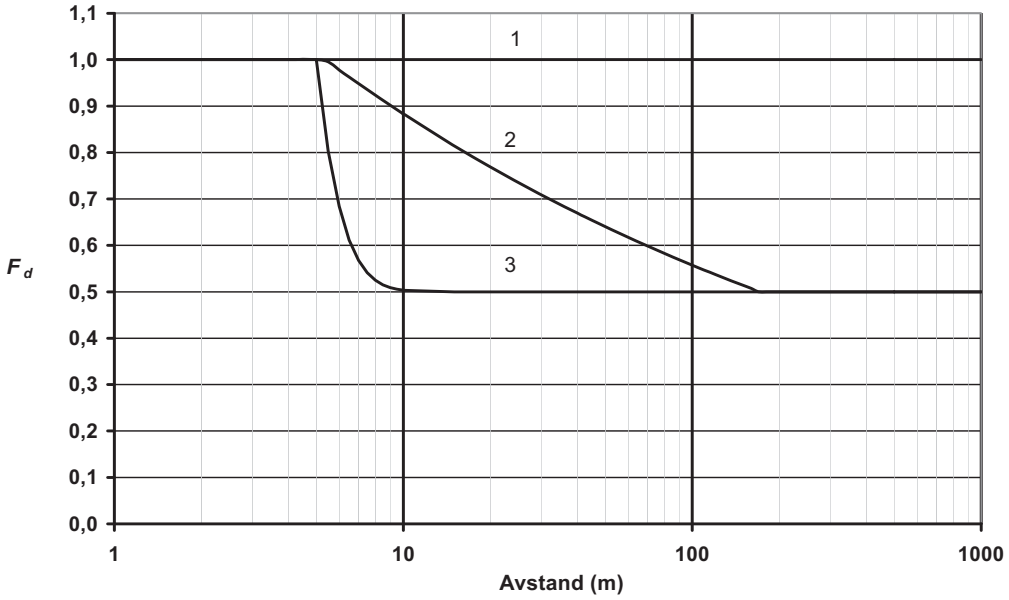
17.4.4 Avstandsfaktor

Avstandsfaktor F_d som funksjon av korteste avstand d mellom vibrasjonskilde og berørte byggverk, fremgår av figur 17.9 og figur 17.10.

Avstandsfaktor F_d for ulike kilder

Vibrasjonskilde	Grunnforhold[1)]	Avstandsfaktor F_d		
		< 5 m [2)]	5 – 200 m [3)]	> 200 m
Sprengning	Berg	1,0	1,0	1,0
	Løsmasser	1,0	$1,35 \cdot d^{-0,19}$	0,5
Peling og spunting med fallodd Riving	Løsmasser	1,0	$0,5 \cdot \left[1 + e^{-\left(\frac{d-5}{3}\right)^2}\right]$	0,5
Peling og spunting med vibrolodd		1,0	1,0	1,0
Vibrokomprimering		1,0	1,0	1,0
Anleggstrafikk		1,0	$1,35 \cdot d^{-0,19}$	0,5
1) Grunnforholdene gjelder der byggverket står, se tabell 1.				
2) Faren for deformasjonsskader skal vurderes spesielt. Det kan være aktuelt å tillate høyere verdier etter fagkyndig vurdering				
3) d = avstand til vibrasjonskilde i meter og e er grunntallet i den naturlige logaritmen.				

Figur 17.9 Avstandsfaktor F_d



Tegnforklaringer
1 Sprengning (berg), pigging (berg), peling og spunting med vibrolodd, vibrokomprimering
2 Sprengning (løsmasser), anleggstrafikk
3 Peling og spunting med fallodd, riving

Figur 17.10 Avstandsfaktor F_d som funksjon av korteste avstand mellom vibrasjonskilde og berørte byggverk. Avstand (d) er gitt i meter.

17.4.5 Kildefaktor

Kildefaktoren F_k er avhengig av type vibrasjonskilde. Belastninger fra gjentatte impulser og kontinuerlige vibrasjoner ivaretas av faktor for vibrasjonskilde angitt i tabell figur 17.11.

Kildefaktor F_k for ulike typer vibrasjonskilder

Vibrasjonskilde	Kildefaktor F_k
Sprengning Peling og spunting med fallodd Riving Anleggstrafikk	1,0
Peling og spunting med vibrolodd Vibrokomprimering Pigging	0,8

Figur 17.11 Kildefaktor F_k

Utdrag av NS 8141 slutter her. For fullstendige detaljer vises det til standarden.

Opplegg for måling og vurdering av resultater fremgår av standarden, herunder plassering av målepunkter, montering av følere, funksjonskontroll, kontroll av bakgrunnsvibrasjoner og

overvåkning. Når det gjelder målere skal disse monteres vertikalt og festet til konstruksjonens fundament eller til bærende konstruksjon nær fundamentet.

17.4.6 Tysk norm DIN 4150

I tyske normer, DIN 4150 teil 3, fra februar 1999 er det ellers angitt retningslinjer for hva som ansees som sikre grenser avhengig av type byggverk og rystelsenes svingefrekvens. Nevnte kriterier er gjengitt i nedenstående tabell figur 17.12.

Type bygning	Anbefalt største svingningshastighet (mm/sek)			
	Fundament			Dekkeoverflate
	frekvenser			
	f < 10 Hz	10 - 50 Hz	50 - 100 Hz	Alle frekvenser
Industri og forretningsbygg	20	20 - 40	40 - 50	40
Bolighus og likeartede bygninger	5	5 - 15	15 - 20	15
Bevaringsverdige og liknende bygg	3	3 - 8	8 - 10	8

Figur 17.12 Anbefalte grenseverdier for svingningshastighet for å unngå skade på hus i følge DIN 4150 – Del 3.

Den norske standarden NS 8141 ivaretar frekvensavhengigheten indirekte gjennom avstandsfaktoren.

Verdiene i tabellen sammenlignes med største enkeltverdi målt som vektorsum (ortogonalt) på husets fundament eller på bjelkelag.

I denne sammenheng skal bemerkes at foreliggende tyske normer setter relativt strenge grenser i relasjon til andre land og omfatter skader av type riss i puss og forstørring av eksisterende sprekker. Det skal også nevnes at skadekriterier av denne type er ment som retningsgivende for å unngå skade. At verdiene overskrides er ikke ensbetydende med at skade oppstår.

17.5 SJENANSE

I NS 8176 ”Vibrasjoner og støt. Måling i bygninger av vibrasjoner fra samferdsel og veiledning for bedømmelse av virkning på mennesker” er det beskrevet hvorledes vibrasjoner i bygninger skal måles med tanke på sjenanse for beboere. Standarden 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. Standarden gir muligheter til å stille krav basert på standardiserte vibrasjonskriterier i tilbud, anbudsdokumenter, kontrakter og lignende. Standarden har følgende tillegg:

Tillegg A (Informativt):	Virkningskurver for vurdering av grenseverdier for vibrasjoner fra landbasert samferdsel.
Tillegg B (Informativt):	Vibrasjonsklasser relatert til forholdet mellom ulik grad av plage og vibrasjoner i boliger.
Tillegg C (Informativt):	Samlede virkninger av støy og vibrasjoner.
Tillegg D (Normativt):	Krav til vibrasjonsmåleinstrumentering og kalibrering.
Tillegg E (Informativt):	Beregningseksempler.
Tillegg F (Informativt):	Litteratur.
Tillegg G (Informativt):	Skjema for målerapport for vibrasjoner etter NS 8176.

Utdrag av NS 8176 er gjengitt nedenfor etter tillatelse fra Pronorm AS, men Pronorm AS kan kan ikke holdes ansvarlig for eventuelle feil i gjengitt materiale. Uten særskilt skriftlig avtale med Pronorm AS, tillates ikke kopiering eller gjengivelse av hele eller deler av Norsk Standard i noe format (se www.standard.no).

Standarden gir anvisning både for målested, type trafikk og antall kjøretøy som målingene skal omfatte. Det er på dette grunnlag definert en statistisk maksimalverdi for veide måledata (svingningshastighet eller akselerasjon).

Beregnet maksimalverdi kan sammenlignes med en tabell for veiledende klasseinndeling for boliger hvor høyeste anbefalte verdi av statistisk maksimalverdi for veid hastighet eller akselerasjon er angitt for fire ulike boligklasser. Nevnte tabell er vist i et informativt vedlegg til standarden og grenseverdiene er således kun veiledende. Nevnte grenseverdier er basert på en sosiologisk undersøkelse utført blant beboere av boliger med ulik grad av vibrasjonseksponering. Resultatet av undersøkelsen er vist i et eget vedlegg til standarden.

Den statistiske maksimalverdien i hvert målepunkt beregnes fra minst 15 målte enkeltpasseringer (j) for et representativt utvalg av tunge kjøretøy (totalvekt > 3500 kg): Utdrag av NS 8176:

$$\overline{v_{w,\max}} = \frac{\sum_{j=1}^{N} v_{w,\max,j}}{N}$$

: $v_{\overline{w,\max,}}$ er middelverdien av maksimale veide hastigheter for enkeltpasseringer i mm/sekund.

$v_{w,\max,j}$ er den maksimale veide hastigheten for en enkeltpassering.

N er antallet målte passeringer som inngår i beregningen.

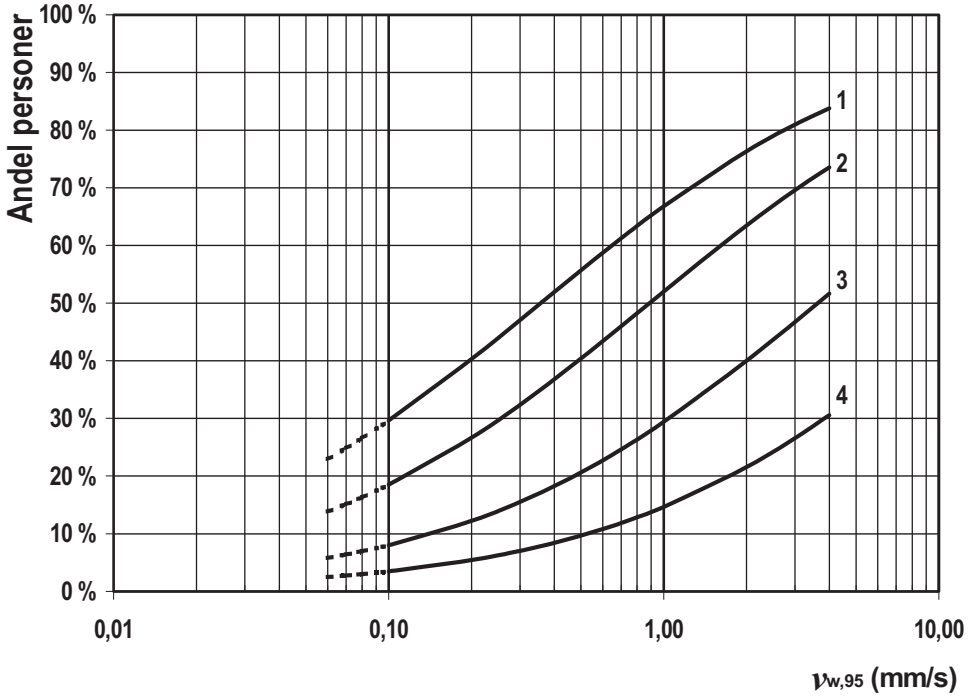
Standardavviket σ av den maksimale veide hastigheten fra middelverdien beregnes etter formelen:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{N-1}\sum_{j=1}^{N}(v_{w,\max,j} - \overline{v_{w,\max}})^2}$$

Den statistiske maksimalverdien beregnes deretter som:

$v_{w,95} = \overline{v_{w,\max}} + 1{,}8 \cdot \sigma$ i mm/sekund (sitat slutt fra NS 8176)

Ulike forhold som påvirker måleusikkerheten er beskrevet i standarden.
I den sosiologiske undersøkelsen fant en følgende sammenheng mellom vibrasjoner og hvorledes disse oppleves av mennesker.



1 Merker vibrasjoner
2 Meget, en del og litt plaget av vibrasjoner
3 Meget og en del plaget av vibrasjoner
4 Meget plaget av vibrasjoner

Figur 17.13 Prosentandel personer med ulik grad av plage av vibrasjoner i bolig relatert til beregnet statistisk maksimalverdi for veid hastighet $v_{w,95}$ i mm/s (fra NS 8176)

Ut fra disse funn har standarden definert grenseverdier for statistisk maksimal veid hastighet som ikke skal overskrides for fire ulike boligklasser. Grenseverdiene er gjengitt i tabell figur 17.14.

Tabell B.1 - Veiledende klasseinndeling for boliger med høyeste grenseverdier av statistisk maksimalverdi for veid hastighet $v_{w,95}$ eller akselerasjon $a_{w,95}$

Type vibrasjonsverdi	Klasse A	Klasse B	Klasse C	Klasse D
Statistisk maksimalverdi for veid hastighet, $v_{w,95}$ (mm/s)	0,1	0,15	0,3	0,6
Statistisk maksimalverdi for veid akselerasjon, $a_{w,95}$ (mm/s^2)	3,6	5,4	11	21

Figur 17.14 Veiledende klasseinndeling for boliger med høyeste grenseverdier av statistisk maksimalverdi for veid hastighet $v_{w,95}$ eller akselerasjon $a_{w,95}$ (fra NS 8176)

Boligklassene er i NS 8176 definert som følger:

Klasse A: Tilsvarer vibrasjonsmessig meget gode forhold hvor personer kun unntaksvis vil kunne merke vibrasjoner.
MERKNAD Personer i boliger av klasse A kan normalt ikke forventes å merke vibrasjoner.
Klasse B: Tilsvarer vibrasjonsmessig relativt gode forhold.
MERKNAD Personer i boliger av klasse B kan til en viss grad forventes å bli plaget av vibrasjoner.

Klasse C: Tilsvarer anbefalt grenseverdi for vibrasjoner i nye boliger og i forbindelse med planlegging og bygging av nye samferdselsanlegg.
MERKNAD Cirka 15 % av berørte personer i boliger av klasse C kan forventes å bli plaget av vibrasjoner.
Klasse D: Tilsvarer vibrasjonsforhold som bør oppnås for eksisterende boligbebyggelse. .
MERKNAD Cirka 25 % av personer kan forventes å bli plaget av vibrasjoner i boliger av klasse D. Klasse D kan brukes der kostnytte-forhold gjør det urimelig å kreve C.

Hvorledes rystelser oppfattes er ellers sterkt avhengig av den situasjon og psykiske tilstand personen befinner seg i. Vi kan lett forestille oss forskjellen i reaksjoner på virkningen av rystelser fra et steinbrudd hvor eieren formelig føler at pengene skrangler inn i kassen når huset hans hjemsøkes av rystelser fra salver i steintaket, mens naboen hisser seg opp over støy og støv når salven går og lastebilene dundrer forbi. Andre sanseinntrykk er forøvrig med på å forsterke virkningen av rystelsene f.eks. det forhold at en både hører støy fra en pelemaskin og ser blomstene i stua svaie i takt med slagene samtidig som rystelsene fornemmes i kroppen.

For fullstendige detaljer vises det til standarden.

17.6 VIRKNING AV VEGTRAFIKK OG ANLEGGSAKTIVITETER

17.6.1 Vegtrafikk

De forhold som har betydning for resulterende rystelser fra vegtrafikk er:

a) Vegbanens jevnhet.

b) Kjøretøy (vekt, last og fjærsystem)

c) Kjørehastighet

d) Vegoverbygningens sammensetning (materialer, lagtykkelse)

e) Undergrunnens beskaffenhet (jordart, vanninnhold etc.)

Undersøkelser har vist at ikke alle faktorer ha like stor betydning. Foreliggende data er imidlertid ikke like entydige på alle punkter.

17.6.1.1 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 rystelser dersom vegkroppen og undergrunnen er innhomogen. Denne form for pulserende belastning som rullende vegtrafikk forårsaker, vil således være en kilde til pulserende bevegelser (rystelser) i veglegemet og det omkringliggende terreng. En vegbane kan imidlertid ha forskjellig grad av jevnhet, og ved ujevn vegbane vil en i tillegg til ovennevnte spenningsendringer få støtbelastninger fra kjøretøyet. Som en kan vente har ujevnhetene stor betydning for resulterende rystelser.

For å undersøke virkningen av ujevnheter i vegbanen er det i flere land utført forsøk med forskjellige typer ujevnheter (se referanseliste). 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 rystelser, noe som det i utgangspunktet var naturlig å vente. Det er imidlertid vanskelig å sette opp en klar relasjon på bakgrunn av de foreliggende data.

17.6.1.2 Kjøretøy

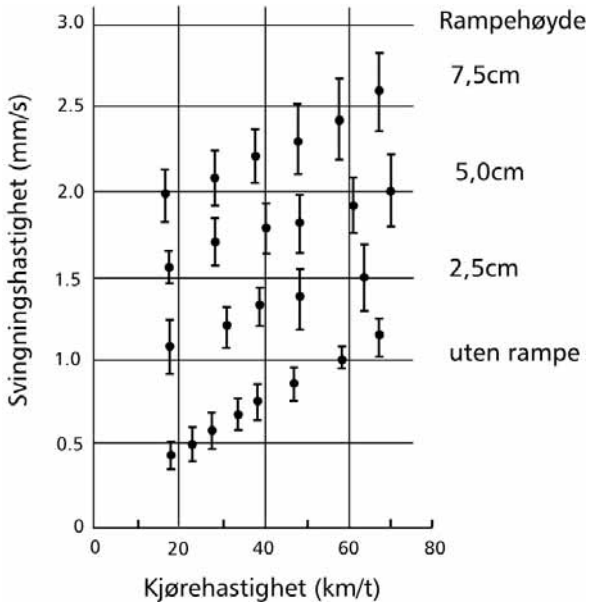
Ved siden av ujevnhetenes størrelse og form vil kjøretøyets størrelse, massefordeling og avfjæringsforhold være av betydning. Privatbiler antas i denne sammenheng å ha liten betydning for resulterende rystelser. Utførte undersøkelser har stort sett vært konsentrert om traktorer, dumpere, lastebiler og busser av forskjellig størrelse med og uten last.

Noe oppsiktsvekkende rapporteres det fra flere forsøk med tunge kjøretøy at kjøretøyets last har liten betydning, spesielt da dette også er observert ved jevn vegbane.

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 rystelser enn "mindre". Busser er i denne sammenheng foreslått sidestilt med lastebiler av tilsvarende dimensjon. Vanlige privatbiler har liten betydning i denne sammenheng.

17.6.1.3 Kjørehastighet

Betydningen av kjøretøyets hastighet har vært studert ved flere undersøkelser. Selv om resultatene avviker noe, synes tendensen å være at resulterende rystelser (svingningshastighet) øker med kjøretøyets hastighet. Økningen kan imidlertid variere for jevn vegbane og humper med ulike høyder, se figur 17.15. Forsøk utført i egen regi ga små endringer i resulterende svingningshastighet for kjørehastighet 30 og 50 km/t.



Figur 17.15 Målte variasjoner i svingningshastighet med varierende kjørehastighet og ujevnheter. (Etter Lande)

17.6.1.4 Vegoverbygning

Betydningen av anvendte 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 dagen krav til akseltrykk, er omtrent likeverdige hva angår resulterende rystelser. Dette gjelder også overbygninger med tynne sjikt av skumplast og andre isolasjonsmaterialer.

I prinsippet er det vel mulig å tenke seg overbygninger konstruert spesielt med tanke på å redusere rystelsene. En kjenner imidlertid ikke til om slike overbygninger er utført og testet, men fra Japan er det dokumentert at tykkere blokker av poreplast gir en vibrasjonsdempende virkning.

17.6.1.5 Underbygning

Ut fra tilgjengelige forsøksresultater er det klart at løsavleiringene har relativt stor betydning for resulterende rystelser. Videre har undergrunnens sammensetning og lagtykkelse betydning for rystelsenes spredning.

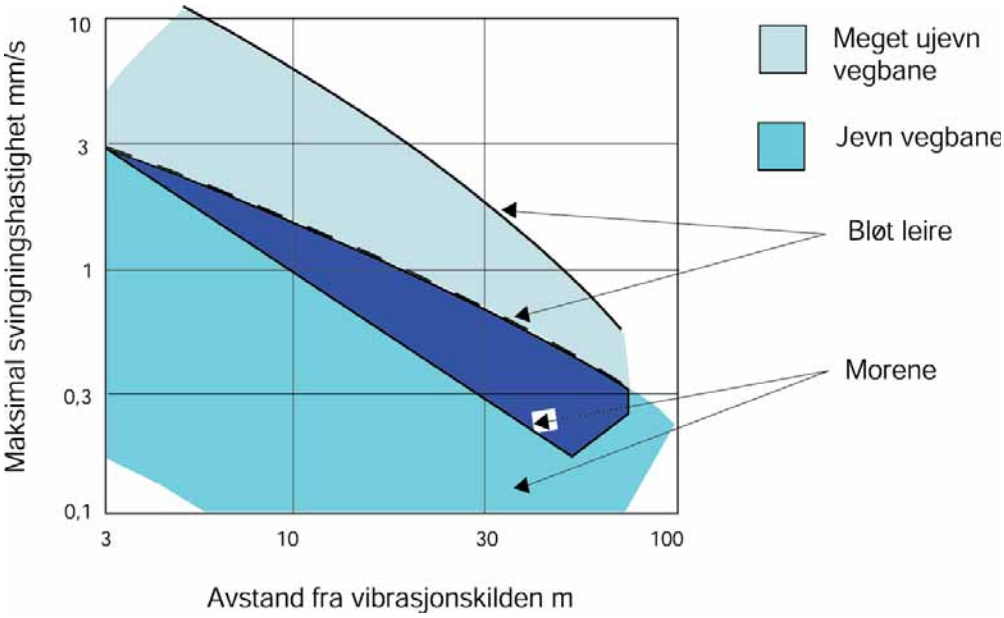
Hvis en skiller mellom leire, sand/grus og morene, er det registrert størst rystelser når kilden beveger seg på leirterreng. Mindre verdier er målt på sand/grus og morene synes å gi de laveste verdier. Her kommer imidlertid også lagringsfastheten inn i bildet. Målinger på veg med berggrunn ga ubetydelige rystelser.

Når det gjelder leire, synes høyere vanninnhold å gi større rystelser. Hvorledes leiras fasthet varierer med vanninnhold, er imidlertid ikke undersøkt i disse tilfellene.

Ellers har teleforholdene vist seg å ha betydning. Under forhold med tele i vegkroppen er det registrert en reduksjon i resulterende svingningshastighet i forhold til det som er målt uten tele. Dette gjelder både med og uten ujevnheter i vegbanen.

Ved å sammenstille en rekke målinger for ulike grunnforhold er det mulig å sette opp empiriske regnemodeller slik at vikningen i ulik avstand fra en gitt kilde kan anslås. I Norge foreligger slike modeller for rystelser fra skinnegående trafikk, men foreløpig er tallmaterialet for spinkelt til å kunne lage tilsvarende regnemodeller for vegtrafikk.

En sammenstilling av målte rystelser fra vegtrafikk på forskjellig undergrunn og ujevnheter i vegbanen er vist på figur 17.16.



Figur 17.16 Maksimale svingningshastigheter målt med normal tung trafikk, jevn og meget ujevn vegbane og ulike jordarter.

17.6.1.6 Virkning på omgivelsene.

Vanligvis oppfattes ikke rystelser fra vegtrafikk som sjenerende av mennesker som oppholder seg på terreng nær veg, selv der det er mulig å fornemme slike rystelser. Dette har antagelig sammenheng med at en utendørs ofte utfolder en eller annen form for kroppslig aktivitet, og at trafikkrystelsene har liten betydning i denne sammenheng.

Det er ellers klart at resulterende rystelser i hus forårsaket av vegtrafikk kan ligge over fornemmelsesterskelen for mennesker. Dette kan i første rekke føre til sjenanse for beboerne, kanskje særlig morgen og kveld. Her kommer den enkeltes følsomhet, samt fysiske og psykiske tilstand inn i bildet. Videre kan trafikkrystelser i bygninger også ha innvirkning på spesielt ømfintlige instrumenter så som elektronmikroskop, karttegningsmaskiner og utvikling og produksjon av mikroelektronikk og nanoteknologi.

Hvorledes NS 8176 formelt kommer til anvendelse når det gjelder Vegetatens ansvar er ellers noe uklart. Det er ikke utarbeidet forskrifter som regulerer bruk av standarden og denne er

utarbeidet for bruk i tilknytning til Plan- og bygningsloven og heleselovgivningen. Så langt er det ikke gitt erstatning for sjenanse forårsaket av rystelser fra vegtrafikk. Standarden gir imidlertid grenser for akseptabelt vibrasjonsnivå. Hvis standardens verdier overskrides, og det kan skje ut fra de erfaringstall som foreligger, vil Vegvesenet kunne få krav om å sørge for tiltak som reduserer rystelsene.

Ellers er det spørsmål om trafikkrystelser kan føre til bygningsmessige skader. Dette har sammenheng med byggemateriale, konstruksjonsmåte, og bygningens spenningshistorie (spenningskonsentrasjoner pga. setninger etc.). Ut fra de målinger som er utført her i landet har en til nå, sammenlignet med kriterier i NS 8141 og den tyske DIN 4150, ikke funnet det rimelig godtgjort at det har foreligget sammenheng mellom trafikkrystelser og oppståtte skader på hus.

Det foreligger imidlertid to dommer på området. I den ene fra 1996 (Horten herredsretts dom av 10. desember 1996) som gjaldt skade på grunnmur med oppsprekking og skjevstilling, mente retten at skadene ikke kunne henføres til Vegvesenets grave og sprengningsarbeid og retten fant det heller ikke sannsynliggjort at rystelser fra Vegvesenets arbeider var primærårsak til sprekkdannelsene. Imidlertid så retten ikke bort fra at mindre rystelser kan ha utløst latente spenninger i og rundt huset og dermed kan ha medført økt sprekkdannelse. På denne bakgrunn konkluderte retten at huset var blitt påført skade som følge av Vegvesenets arbeider, men fant ikke at disse skadene oversteg tålegrensen etter naboloven. I det andre tilfellet fra 1985 (Skien og Porsgrunn byrett – Rettens gang 1985 s. 368) ble en huseier med enebolig på toppen av en 15 m høy rasfarlig skråning tilkjent erstatning for skader retten mente var forårsaket av tømmertransport på en tømmerveg midt i skråningen. Huset hadde stått i 20 år uten setningsskader før tømmerkjøringen begynte.

I forbindelse med leirterreng og hvor en har silt eller løst lagret sand har det i en del tilfeller vært reist spørsmål om setningsskader kan være forårsaket av vibrasjoner fra vegtrafikk. Generelt sett kan vibrasjoner påføre økte skjærspenninger og økt poretrykk i løsavleiringer og dermed redusert fasthet. Oppbyggingen av poretrykk er avhengig av materialets permeabilitet, de sykliske skjærspenningenes størrelse og antall svingninger (lastvekslinger) og materialets mobiliseringsgrad. Vibrasjoner fra et enkelt kjøretøy vil som regel ha et fåtall markerte svingninger (ofte < 5) før de dempes ut og forsvinner. For at de sykliske skjærspenningene skal føre til deformasjoner må en såkalt terskeltøyningsverdi overskrides før det oppstår irreversible deformasjoner og derved oppbygging av poretrykk. For leire er denne terskeltøyningen ca 0,01 %.

De sykliske skjærspenningene på grunn av vibrasjoner kan bestemmes ved:

$$\tau_{cy} = -\rho \cdot C_S \cdot v$$

der:

ρ	er leirens massetetthet (kg/m^3)
C_S	er skjærbølgehastigheten i leire (m/s)
v	er svingningshastighet i vertikal retning (m/s

Sammenhengen mellom syklisk skjærtøyning γ_{cy} og svingningshastighet er da gitt ved:

$$\gamma_{cy} = \frac{\tau_{cy}}{G} = \frac{\rho \cdot C_S \cdot v}{\rho \cdot C_S^2} = \frac{v}{C_S}$$

Med en verdi for $C_S \geq 100$ m/s som ikke er uvanlig for bløt leire, vil dette si at $v > 10$ mm/s for at terskeltøyningsverdien skal overskrides. Dette er en relativt høy verdi sett i relasjon til de verdier som er målt på terreng ved bygninger langs veg, vanligvis v ≤ 1 mm/s ved normale byggegrenser. I sand vil en typisk verdi for C_S kunne være 300 m/s og da må $v > 30$ mm/s for å overskride terskeltøyningen.

Både av hensyn til sjenanse for beboere og påstander om mulig skade på hus kan det være av betydning å se på hvilke botemidler som kan settes inn hvis beboere langs en veg klager over rystelser fra vegtrafikken. I Miljøhåndboka (utgitt i mars 2000) er anbefalte tiltak nærmere beskrevet i Kap TK C9, side 337 (http://miljo.toi.no/)
.
Miljøhåndboka beskriver tre mulige hovedprinsipper for tiltak.

- Tiltak i forbindelse med vegen/banen
- Tiltak mellom veg/bane og bygning
- Tiltak i forbindelse med bygningen

For veg er det viktigst å opprettholde en god vegstandard med jevn vegbane.
Resulterende vibrasjoner er avhengig av kjøretøyets størrelse og hastighet.
Mulige tiltak - senke hastighet/omregulere tungtrafikk.

Undergrunn.

Løsmassene på det enkelte sted er av stor betydning og de ugunstigste forhold opptrer i leirgrunn. Her er imidlertid mulighetene til påvirkning liten idet en vanskelig kan tenke seg byggeforbud på leirgrunn med den løsmassefordeling vi har i de mest befolkede områder av landet. Det synes heller ikke aktuelt å fundamentere til fast grunn for mindre bolighus.

Avstand.

Som vist vil rystelsene på terreng generelt dempes relativt raskt med økende avstand fra vegen, og virkningen på hus må ventes å avta tilsvarende. Her kommer de generelle byggelinjebestemmelsene inn i bildet.

Med en byggelinjeavstand på min. 30 m fra senterlinje veg for riksveger utenom bymessige strøk synes en ut fra foreliggende rystelsesmålinger å ligge i en relativt sikker sone. For fylkesveger og kommunale veger med byggelinjeavstand min. 12,5 m fra senterlinje veg vil mulig påvirkning variere (grunnforhold, kjørebanejevnhet etc.), men stor sette antas hus utenfor byggelinjen å være lite utsatt. Mest utsatt er således hus hvor det er gitt dispensasjon fra byggelinjebestemmelsene og hus i bymessige strøk (dvs. avstand < 10m fra vegkant).

Vegbane.

Vegoverflatens jevnhet har som vist stor betydning for resulterende rystelser. Det er derfor vesentlig at en sørger for jevn vegbane der det er behov for ¨å begrense resulterende trafikkrystelser. For grusveger vil dette f.eks. enten bety at vegen høvles ofte eller at en legger

fast dekke på kortere, kritiske partier. Vinterstid er det behov for å sørge for god snørydding og der telehiv oppstår på veg som ikke har frostsikker overbygning, kan det være aktuelt med spesielle frostsikringsløsninger

Kjøretøy.

På bakgrunn av at rystelsene 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 kan det være aktuelt med forskjellige hastighetsgrenser for slike kjøretøy da kjørehastighet kan ha betydning. Sistnevnte tiltak bør i tilfelle følges opp med målinger for å kontrollere at det har den ønskede virkning.

Isolering.

For å redusere overføring av rystelser til bygninger fra omkringliggende terreng er det mulig å tenke seg forskjellige former for isolering. Slike tiltak synes imidlertid lite aktuelt for småhusbebyggelse.

For større bygg kan fundamentering til fast grunn f.eks. ved peler være aktuelt. Dette gir den nødvendige stivhet i vertikal retning, men det kan også være behov for å redusere koplingen til undergrunnen i horisontal retning (åpen eller fylt grøft etc.). Mulighetene for å lykkes her er noe avhengig av rystelsens frekvens idet lavere frekvenser er noe vanskelig å håndtere.

17.6.2 Peler

I prinsippet kan det skilles mellom to måter å drive peler ned i løsavleiringer på. Mest kjent og anvendt er ramming ved hjelp av fall-lodd, eller diesellodd. I de senere år har neddriving ved hjelp av vibrator også vært benyttet. Felles for metodene er at begge fører til vibrasjoner i løsavleiringene rundt pelen. I det siste tilfellet er dette en tilsiktet måte å drive pelen ned på ved hjelp av kontinuerlige vibrasjoner. Når det gjelder ramming, vil rystelsene opptre i form av transiente svingninger som vanligvis dempes ut mellom hvert slag. En relativt ny metode er å presse spunt ned ved hjelp av hydrauliske stempler og med mothold i spuntnåler som allerede er installert (Silent Piler).

17.6.2.1 Vibrering.

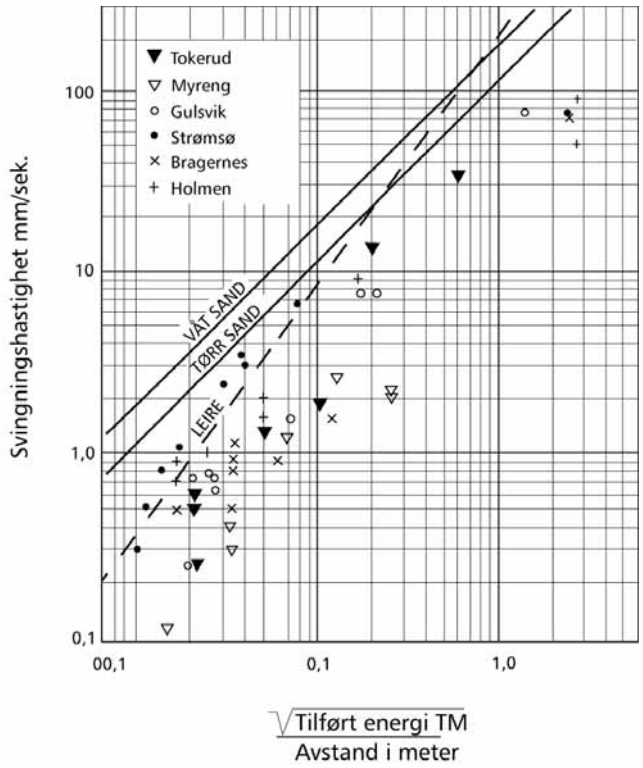
Ved denne form for pelearbeider tilføres peletoppen harmoniske svingninger i pelens lengderetning ved hjelp av en vibrator. Vibrasjonene i pelen overføres til løsavleiringene, og ved en kombinasjon av redusert bæreevne i jordarten og resulterende lokalbrudd på grunn av støtpulsen i pelen, drives denne 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 øket neddrivingseffekt. De fleste vibratorer er derfor utstyrt med muligheter til å variere svingefrekvensen.

17.6.2.2 Ramming.

Pelen drives ned i løsavleiringene ved hjelp av et ram-lodd. I løst lagrede, bløte jordarter vil hoveddelen av energien gå med til neddriving av pelen, 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 løsavleiringene, hard ramming. Ut fra dette vil en således kunne vente de største rystelser 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 rystelser.

For den som skal utføre peleramming, vil det være av betydning å kunne bedømme mulige rystelser ved tilliggende konstruksjoner fundamentert på og nær terreng uten at direkte målinger foretas. I figur 17.17 er vist et kurvesett med det formål.



Figur 17.17 Maksimale svingningshastigheter ved peleramming i våt og tørr sand og leire (etter Wiss).

Med kjent rammeenergi kan en ved hjelp av kurven lese av sannsynlig svingningshastighet i en gitt avstand fra pelen, eller rammeenergien kan justeres slik at svingningshastigheten ikke overskrider en viss verdi i en gitt avstand. Kurvene er basert på erfaringsdata og er ment å dekke alle peletyper, som en ser er det bare skilt mellom våt og tørr sand og leire. Løsavleiringenes fasthet eller rammemotstand er ikke angitt. En kan derfor ikke vente at kurvene vil passe alle rammeforhold.

Målinger av rystelser fra peleramming utført i Vegetatens regi er også plottet inn i diagrammet på figur 17.17.

17.6.2.3 Sammenligning Vibrering - Ramming

Ved valg av neddrivingsmetode kommer flere ting inn i bildet så som utstyrets tilgjengelighet, effektivitet ved neddriving og resulterende rystelser samt støyforhold.

Virkningen av vibrering og ramming på rystelsene i bolighus har vært undersøkt i en 2 etasjes murbygning ca. 30 m fra rammestedet i forbindelse med ramming av peler for ny motorvegbru gjennom Drammen. Resultatet viste her at maksimale svingningshastigheter er større ved ramming enn ved vibrering. Ved normal vibrering (25 og 50 Hz) er det målt små svingningshastigheter med minst utslag for 50 Hz. Vibroloddet har imidlertid ved stopp og start gitt utslag opp i mot halvparten av det nivå en målte ved ramming. Disse maksimalutslag har oppstått ved en frekvens rundt 10 Hz og indikerer resonansvirkning i dette frekvensområdet. Start- og stoppfasen for vibroloddet var imidlertid meget kort (ca. 1 sek.) slik at det bare var et fåtall svingninger innen resonansområdet.

I det ovenstående tilfellet representerte vibrering et mulig alternativ for å redusere rystelsene ved pelearbeider. Utover variasjon i tilført energi ved ramming eller vibrering er det imidlertid ikke så mange muligheter å ty til bortsett fra for spunt hvor det finnes hydrauliske nedpressingsaggregater.

17.6.2.4 Pressing av spuntnåler

Silent Piler er et utstyr utviklet i Japan. Her benyttes en enhet med hydrauliske stempler til å presse spuntnålene ned i bakken. I startfasen benyttes motvekter for å oppnå tilstrekkelig kraft for å presse de første spuntnålene ned. Når tilstrekkelig antall nåler er installert, klatrer enheten opp på disse og med hydraulisk opererte klemmer oppnås mothold for nedpressing av flere nåler. Dette utstyret forårsaker minimalt med vibrasjoner og lydstøy. Største lydnivå genereres av dieselaggregatet som leverer oljetrykk til stemplene. Utstyret har vært benyttet med stort hell bl.a. i forbindelse med ombygging av E 18 gjennom Kristiansand. Utstyret er spesielt godt egnet for anlegg i tettbygde strøk.

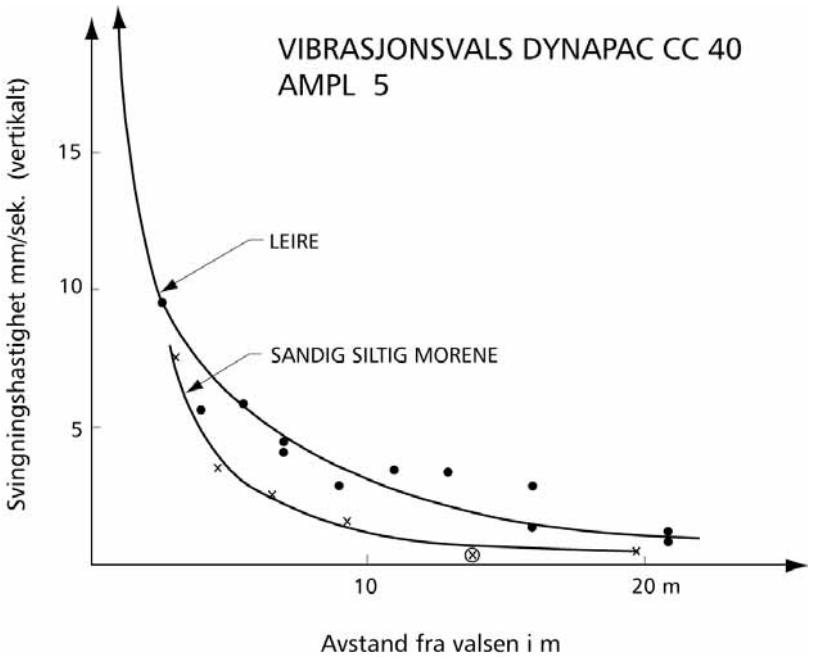
17. 6.3 Komprimering

Ved pakning 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 rystelser på terreng i forskjellig avstand fra slikt komprimeringsutstyr synes imidlertid ikke å være like stor. Vibrerende komprimeringsutstyr vil dog kunne medføre fare for både sjenanse for beboere av nærliggende hus og mulig bygningsmessig skade.

Hva sjenanse angår, vil imidlertid bruk av slikt utstyr være tidsbegrenset og fører derfor sjelden til større klagesaker. Når det gjelder bygningsmessige skader, kommer flere faktorer inn i bildet, så som vibratorens totale vekt, jordart og avstand.

I prinsipp kan en vibrasjonsvals betraktes på samme måte som et fundament på terreng utsatt for pulserende belastning. Bølgeforplantning fra sirkulære fundament utsatt for harmoniske belastninger har vært gjenstand for omfattende behandling i litteraturen. En analyse av virkningene fra vibrasjonsutstyr skulle således kunne tenkes utført på et tilsvarende teoretisk grunnlag. De undersøkelser av resulterende rystelser fra vibrerende komprimeringsutstyr en

kjenner til, er imidlertid begrenset til utførte målinger på terreng som ved vegtrafikk og peleramming. Eksempler på slike målinger er gitt i figur 17.18. I tillegg har en resultater fra enkelte målinger i egen regi utført i forbindelse med skadesaker. Dette materialet er imidlertid for begrenset til at en kan trekke generelle konklusjoner.



Figur 17.18 Målt svingningshastighet ved vibrering med 10 t vibrerende tandemvals (fra Appeltoft et al.).

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 her i forhold til 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).

Der problemer med vibrerende komprimeringsutstyr oppstår, synes mulige botemidler å ligge i bruk av mindre tungt utstyr eller statiske slettvalser og gummihjulsvalser. Det er av produsenter antydet en sikkerhetsavstand i m til nærliggende hus på 1,0 - 1,5 ganger vibrasjonsvalsens vekt i tonn, for etterslepende valser. For tandemsvalser er det i denne sammenheng anbefalt at vekten av den tyngste valsen benyttes som representativ.

Ved påståtte skader fra tungt vibreringsutstyr, har en i en del tilfeller funnet at sammenheng synes å foreligge. Dette er basert både på rystelsesmålinger og observert endring/utvikling av skadebildet. Det synes således grunn til å utvise forsiktighet når slikt utstyr anvendes nær hus.

17.6.4 Sprengningsarbeider

Ved denne type arbeider er det i hovedsak ladningenes størrelse og avstand til nærliggende konstruksjoner som har betydning for resulterende rystelser samt grunnens beskaffenhet. Vanligvis anvendes følgende sammenheng mellom resulterende svingningshastighet v, avstand D og ladningsmengde pr. tenner nr. W.

$$v = H \cdot \left(\frac{D}{\sqrt{W}} \right)^{-\beta}$$

hvor H og β er konstanter for det aktuelle området. Ladningsmengde pr. tenner eller enhetsladning er den maksimale mengde dynamitt som detoneres samtidig. Som kjent anvendes en viss forsinkelse mellom de enkelte tennere for å spre effekten av salven.

Verdiene for konstantene H og β kan finnes fra prøvesprenging og rystelsesmåling i det aktuelle området. Når disse er kjent og en ut fra vurdering av de konstruksjoner som må beskyttes eller tas hensyn til, kan angi maksimal tillatt svingningshastighet, kan en for et aktuelt anlegg beregne verdier som uttrykket $D / \sqrt{W}$ (skalert distanse) ikke må komme under. Maksimal tillatt svingehastighet beregnes ut fra bestemmelser gitt i NS 8141.

Dersom de angitte grenseverdier ikke overskrides, vil der normalt ikke oppstå skade på bygninger eller konstruksjoner, men en kan ikke garantere dette under alle forhold. Delvis kan salven bryte unormalt på grunn av f.eks knusningssoner i berget eller konstruksjonen kan på forhånd være utsatt for spenninger nær bruddgrensen (setninger etc.).

Hvis skade rapporteres etter at sprengningsarbeider er utført, er det mulig ut fra samme diagram (eventuelt ved å måle eller anta verdier for områdekonstantene) å foreta en vurdering av de rystelser som kan ha forekommet. Forhold tilknyttet huset må imidlertid også vurderes for å kunne bedømme husets situasjon før sprengninger ble utført.

17.6.4.1 Sprengning i områder med kvikkleire

I områder med kvikkleire nær inntil sprengningsområdet skal det utvises spesiell forsiktighet. Dette går på eventuell fare for at større deler av sprengningsobjektet, for eks. på grunn av slepper, kan forskyves ut i kvikkleiresonen og dermed medføre omrøring av kvikkleira slik at skred oppstår i områder med lav stabilitetsmessig sikkerhet. Skal det sprenges på steder som støter direkte opp til kvikkleireforekomster, skal dette derfor utføres som meget forsiktig sprengning som hindrer at salven bryter ut i leirmassene, og områdestabiliteten må ligge godt på sikker side. Det skal også påses at eventuelt utkast av sprengningsmasser over bakkenivå ikke lander på og belaster terrenget over kvikkleira.

Rystelser fra sprengning kan også føre til større spennings- og tøyningspåkjenninger i leirmassene nær sprengningsstedet. Hvis tøyningene overskrider en viss terskelverdi vil dette også kunne føre til at kornstrukturen bryter sammen og kvikkleira blir flytende. Salveopplegget ved sprengning i områder i nærheten av kvikkleire skal derfor tilpasses slik at resulterende rystelser fra sprengningen ikke overskrider svingningshastigheter av størrelsesorden $v \leq 25$ mm/s der bølgene når frem til kvikkeireforekomsten. Avstand til kvikkleiremassene, og stabilitetsforholdene ellers, skal derfor vurderes nøye for slike tilfeller relatert til borhullsplassering, ladningsmengde og tennerintervall.
Måling av vibrasjoner for kontroll mot grenseverdien utføres i vertikal retning på leiroverflaten nær (ca. < 10m fra synlig berg) det stedet der berget antas å overføre de kraftigste vibrasjonene fra sprengningen. Selv om grenseverdien gjelder vertikal retning skal det benyttes treaksiell måler. Det skal videre benyttes instrument som registrerer hele rystelsesforløp, ikke bare toppverdi. Dersom horisontal toppverdi av svingehastighet er vesentlig større enn den vertikale skal forholdet vurderes spesielt. Målte rystelser skal

vurderes etter hver enkelt salve og danne grunnlag for å justere opplegget for etterfølgende salve for å unngå overskridelse av grenseverdien. Det forutsettes at sprengningen legges opp slik at det ikke oppstår vesentlig overskridelse av grenseverdien. Det skal fortløpende føres oversiktlige salveplaner med målsatt angivelse av hull, avstand og retning til målepunkt og sprengstoffmengde per tennerforsinkelse.

Sprengningen nå forøvrig legges opp slik at masser ikke kastes frem på kvikkleira eller røysa belaster kvikkleira ut over det som er beregnet at den kan tåle.
Berget må kartlegges for å sikre at ikke slepper og svakhetssoner fører til at salven bryter direkte ut mot kvikkleira. Er det behov for å åpne berget helt ut mot kvikkleira, må leira først graves vekk slik at man unngår at salven bryter direkte mot leira

17.7 BEFARING FØR ANLEGG

Selv om det for de fleste anleggsaktiviteter er mulig å foreta en vurdering og i noen tilfeller også måling av resulterende rystelser under anlegget, gir dette aldri et fullgodt grunnlag for i ettertid å avgjøre mulig sammenheng med oppstått skade på byggverk. For å unngå strid og prosesser er det derfor viktig at en på forhånd går gjennom de eiendommer som kan tenkes å bli berørt av rystelser eller andre aktiviteter ved anlegget for å registrere tilstanden før anleggsstart. Besiktigelsen bør skje sammen med grunneier og en nøytral fagkyndig. Det registreres sprekker, avskallinger og andre defekter som kan tenkes forvekslet med rystelses-skader. Ved f.eks å endemarkere sprekker der dette er mulig, kan dette senere gi grunnlag for å avgjøre om sprekken har utvidet seg videre.

Det er ellers viktig at en går gjennom rom for rom og at grunnmur, piper og trapper samt murer utsatt for jordtrykk besiktiges nøye. Beskrivelsen bør suppleres med fotografier og skisser. Ny besiktigelse foretas umiddelbart etter at anleggsarbeidene er avsluttet.

I NS 8141er det gitt retningslinjer for bygningsbesiktigelse før sprengningsarbeider igangsettes. Som grense for det området en besiktelse skal omfatte, anbefales en avstand på 50 m for byggverk fundamentert på berg og 100 m for byggverk fundamentert på løsmasser i områder med sammenhengende bebyggelse. Ved omfattende sprengningsarbeid (tunnel, massetak etc.) skal etter spesiell bedømning besiktigelse utføres over større avstand. Ved mindre sprengningsarbeider kan besiktigelse i mindre omfang vurderes.

For arbeid med vibrerende komprimeringsutstyr antas en avstand på 10 - 50 m å være interessant, noe avhengig av stedlige grunnforhold. Dette overstiger den sikkerhetssone som produsenter av vibrerende komprimeringsutstyr antyder, men en kjenner til tilfeller hvor det er sannsynlig at skade har oppstått på hus innenfor avstander av nevnte størrelsesorden.

For anleggstrafikk vises til det som er sagt om generell vegtrafikk. Unntak kan imidlertid oppstå dersom anleggsvegen er spesielt ujevn.

17.8 SYMBOLLISTE

Symbol	Forklaring	
A	deformasjon	
A_0	maksimal aplityde	
A_o	amplityde i avstand o fra kilden	
A_r	amplityde i avstand r fra kilden	
a	akselerasjon	
α	energitaps- eller dempningskoeffisient	
β	områdekonstant	
C	Forplantningshastighet	
C_R	Forplantningshastighet for Rayleighbølger	
C_S	Forplantningshastighet for skjærbølger	
D	avstand energi- eller dempningskoeffisient	
f	svingfrekvens	
F_i	ulike korreksjonsfaktorer NS 8141	
φ	faseforskyvningskonstant	
H	områdekonstant	
λ	bølgelengde	
N	antall målte passeringer	
r	radiell avstand fra kilden	
r_0	radiell avstand fra kilden	
t	tid	
T	svingeperiode	
v	svingningshastighet	
v_o	ukorrigert toppverdi av vertikal svingningshastighet	
$\overline{v}_{w,max,}$	middelverdi av maksimale veide svingningshastigheter for enkeltpasseringer	
$v_{w,max,}$	maksimal veid hastighet for enkeltpasseringer	
W	ladningsmengde pr. tenner nr.	

17.9 REFERANSELISTE

1. *"Vibrasjoner og støt. Måling i bygninger av vibrasjoner fra samferdsel og veiledning for bedømmelse av virkning på mennesker"*, *NS 8176,1. utgave desember.* 1999, Standard Norge: Oslo.
2. *"Erschutterungen im Bauwesen", Teil 3, „Einwirkungen auf bauliche Anlagen"*, *DIN 4150* 1999.
3. *Miljøhåndboken*, *Trafikk og miljøtiltak i byer og tettsteder*. 2000, Transportøkonomisk institutt: Oslo.
4. *"Vibrasjoner og støt. Måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på byggverk"*, *NS 8141, 2. utgave juni*. 2001, Standard Norge: Oslo.
5. Bodare A., *Trafikalstrade vågor och vibrasjoner, grunder och terminologi*, *TraVi-G UPTEC 81 45 R*. 1981.
6. Bonde G., R.G., *Kanslighet for trafikalstrade vibrationer, I Manniskor i bostader, II Skaderisk i byggnader*, *TraVi-K, UPTEC 8142*. 1981.
7. Frydenlund, T.E., *Vibrasjon i jord, virkning av vegtrafikk og peleramming*, *Intern rapport nr 170*. 1970, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet: Oslo.
8. Holmberg R. m.fl., *Vibrationer i samband med trafikk- och byggverksamhet*. 1982, Byggforskningsrådet Sverige.
9. Lande G., *Relation between traffic-generated vibrations, their frequency, particle motion displacement, velocity and speed of truck*, *Forskningsrapport 47*. 1974), Uppsala Universitet, Kvartärgeologiska avdelinge: Uppsala.
10. Leonards, D.R.m.f., *Loads and Vibrations caused by eight commersial vehicles with gross weights exceeding 32 tons*, *Laboratory Report 582*. 1974, TRRL: Crowthorne.
11. Tholen O., *Åtgjerder mot vibrationer asltrade av vägtrafik*. 1981, TraVi-Å, UPTEC 81 43 R.
12. Thurner, H., *Seismisk mätmetodik - vibrationer*, *Rapport nr 15, mai 1976.* 1976, Svenska Bygnadsentreprenörföreningen,.
13. Watts, R.G., *Traffic induced vibrations in buildings*, *Research Report 246*. 1990, TRRL: Crowthorne.

Kapittel 18

ANLEGGSSTØY

18.1 INNLEDNING 18-2
18.2 LYDEFFEKTNIVÅ 18-2
18.3 STØYGRENSER VED STØRRE ANLEGGSARBEIDER 18-2
18.3.1 Støykrav for kortvarige anlegg 18-2
18.3.2 Skjerping av grenseverdiene for langvarige arbeider 18-3
18.3.3 Arbeider om natten 18-3
18.4 REGLER FOR MINDRE ANLEGGSARBEIDER 18-3
18.5 VARSLING OG DIALOG 18-4
18.6 TILTAK FOR Å REDUSERE STØY 18-4
18.7 SYMBOLLISTE 18-6
18.8 REFERANSELISTE 18-7

18.1 INNLEDNING

Anleggsarbeider medfører ofte sjenerende støy slik som boring, pigging, sprengning, ramming av spunt og peler samt graving og massetransport. Det er derfor gjennom retningslinjer fra Miljøverndepartementet satt grenser for akseptable støynivå og hvilke tidspunkt slik støy kan tillates. Dette kapittelet gjengir essensen angående anleggsstøy i "Veileder til Miljødepartementets retningslinje for behandling av støy i arealplanlegging (støyretningslinjen)". Retningslinjene danner en mal for støykrav som legges til grunn i arealplanlegging, kontrakter, anbudsdokumenter og miljøoppfølgingsprogrammer.

18.2 LYDEFFEKTNIVÅ

For en lydkilde (punktkilde) som står på hard mark og fordeler lyden likt i alle retninger, kan lydeffektnivået L_w omregnes fra lydtrykknivå L_p målt i en bestemt avstand R ved bruk av uttrykket:

$L_w = L_p + 20 \log R + 8$ dB

Et lydtrykknivå på 92 dB i 10 m avstand fra lydkilden tilsvarer et lydeffektnivå på 120 dB.

Lydeffektnivået kan være uveid eller A-veid da ofte betegnet med dBA. Hørselen vår er ikke like følsom på alle frekvenser, og frekvensveiekurve A etterlikner ørets følsomhet.

18.3 STØYGRENSER VED STØRRE ANLEGGSARBEIDER

18.3.1 Støykrav for kortvarige anlegg

Bygg- og anleggsvirksomhet bør ikke gi støy som overskrider støygrensene i tabell figur 18.1. Basisverdiene i tabellen gjelder for anlegg med total driftstid mindre enn 6 uker. For lengre driftstid skjerpes grenseverdiene for dag og kveld som vist i tabell figur 18.2.

Bygningstype	**Støykrav på dagtid ($L_{pAeq12h}$ 07- 19)**	**Støykrav på kveld (L_{pAeq4h} 19- 23) eller søn-/helligdag ($L_{pAeq16h}$ 07- 23)**	**Støykrav på natt (L_{pAeq8h} 23- 07)**
Boliger, fritidsboliger, sykehus, pleie-institusjoner	65	60	45
Skole, barnehage	60 i brukstid		

Figur 18.1 Anbefalte basis støygrenser utendørs for bygg- og anleggsvirksomhet. Alle grenser gjelder ekvivalent lydnivå i dB, frittfeltverdi og gjelder utenfor rom for støyfølsom bruk

.

Det ekvivalente lydnivået L_{pAeqT} er et mål på det gjennomsnittlige (energimidlede) lydeffektnivået for varierende lyd over en bestemt tidsperiode T, for eksempel ½ time, 8 timer, 16 timer.

Ekvivalentnivået uttrykker dermed den gjennomsnittlige lydenergien man har vært utsatt for over for eksempel 8 timer. En dobling av lydenergien tilsvarer en økning av lydstyrken på 3dB. En slik økning vil medføre at påvirkningstiden må halveres dersom ekvivalentnivået skal være det samme. For eksempel vil et ekvivalent lydnivå på 50 dB i 24 timer tilsvare 53 dB i 12 timer.

Lydnivået veies over en periode på flere timer, og arbeider som spunt- og peleramming utføres ikke kontinuerlig da det rigges mellom øktene. De støyende periodene må dermed midles over hele tidsperioden.

For støy som inneholder tydelige innslag av impulslyd eller rentoner er det anbefalt at støygrensene skjerpes med 5 dB. Støy fra sprenging, fallhammer og annen lyd som kan karakteriseres som "rask hammerlyd" er i denne sammenheng å regne som impulslyd.

18.3.2 Skjerping av grenseverdiene for langvarige arbeider

Dersom flere bygg- og anleggsprosjekter berører samme nabolag samtidig eller like etter hverandre i tid, skal disse behandles som en sammenhengende anleggsperiode, forutsatt at det ikke er lenger opphold i arbeidet enn 1 måned. Byggherren er ansvarlig for at kravene blir fulgt, og han må påse at grensene gjelder for hele anleggsdriften samlet.

Anleggsperiodens eller driftsfasens lengde	Grenseverdiene for dag og kveld i figur 18.1 skjerpes med
Fra 0 til og med 6 uker	0 dB
Fra 7 uker til og med 6 måneder	3 dB
Fra 7 måneder til og med 12 måneder	6 dB
Fra 13 måneder til og med 24 måneder	8 dB
Mer enn 2 år	10dB

Figur 18.2 Korreksjon for anleggsperiodens eller driftsfasens lengde. Skjerping av støygrensene fra tabell figur 18.1 for drift som gir støyulemper i lengre tid enn 6 uker

18.3.3 Arbeider om natten

Støyende drift og aktiviteter bør normalt ikke forekomme om natten. Dersom det i spesielle tilfeller må utføres arbeider om natten, må det søkes til kommunelegen om dette. Naboer som blir berørt av nattestøy må varsles, og ved arbeid over flere netter bør de tilbys alternativ overnattingssted.

18.4 REGLER FOR MINDRE ANLEGGSARBEIDER

Ved mindre arbeider kan støykravene i tabell 1 fravikes. Som mindre arbeider regnes aktivitet som oppfyller følgende kriterier:

- Kun drift på dagtid mellom kl 07-19 på hverdager.
- Aktiviteten berører ikke andre naboformål enn boliger, overnattingsbedrifter eller arbeidsplasser.

- Støyende fase har en varighet på maksimalt 2 uker med L_{pAeq} mindre enn 70 dB alle dager, eller en varighet på maksimalt 1 uke med L_{pAeq} mindre enn 75 dB alle dager.
- Boring/pigging/spunting/pæling og aktivitet med tilsvarende dominerende aktivitet drives høyst 2 dager og med avstand minst 30 m fra nærmeste bygning.
- Naboer må varsles

18.5 VARSLING OG DIALOG

For å få mest mulig aksept for anleggsstøyen må naboene varsles i forkant av at støyende arbeider begynner. Tidlig informasjon gir naboene mulighet til å forberede seg, og gir prosjektet en mulighet til å profilere seg positivt og informere om at anleggsstøyen er en midlertidig ulempe. Da har prosjektet mulighet til å komme i dialog med naboene og finne praktiske tiltak på støyulempene.

Informasjon kan være brev/naboinformasjon til de mest berørte naboene, annonse i lokalavisen, journalistisk reportasje i lokalavisen og oppslag på byggeplassen. For store prosjekter vil informasjonsmøter for berørte beboere også være et supplement.

Offentlig informasjon om store og/eller spesielt støyende aktiviteter bør gis som en naturlig del av selve planleggingsprosessen, slik at berørte naboer har mulighet til å påvirke og ta sine forholdsregler.

Når selve driften skal startes bør spesielt støyende aktiviteter som sprenging, ramming av spunt og peler, boring og pigging varsles spesielt og seinest 1 uke før arbeidet starter.

18.6 TILTAK FOR Å REDUSERE STØY

Den lydmessige forskjellen mellom beste og dårligste utstyr kan være betydelig, og det kan legges inn i kontrakten krav om lydsvakt utstyr.

Spunting kan f.eks. utføres på 3 ulike måter med ulikt støynivå:

- Spunting med fallodd/slaghammer gir opptil 130 – 140 dB i lydeffektnivå.
- Spunting med vibrolodd gir opp til 115 – 125 dB i lydeffektnivå.
- Spunting med hydraulisk press (silent piler) gir opp til 90 – 95 dB i lydeffektnivå.

Målinger utført i forbindelse med Oddernesveien løsmassetunnel for E 18 i Kristiansand er vist på figur 18.5

Blafring av lange spuntnåler gir et betydelig bidrag til støyen ved vibrering av spunt. Støyen fra hydrauliske fallodd kan være betydelig, og i noen nye hydrauliske fallodd reduseres derfor støyen ved skjerming med sandpute i loddet.

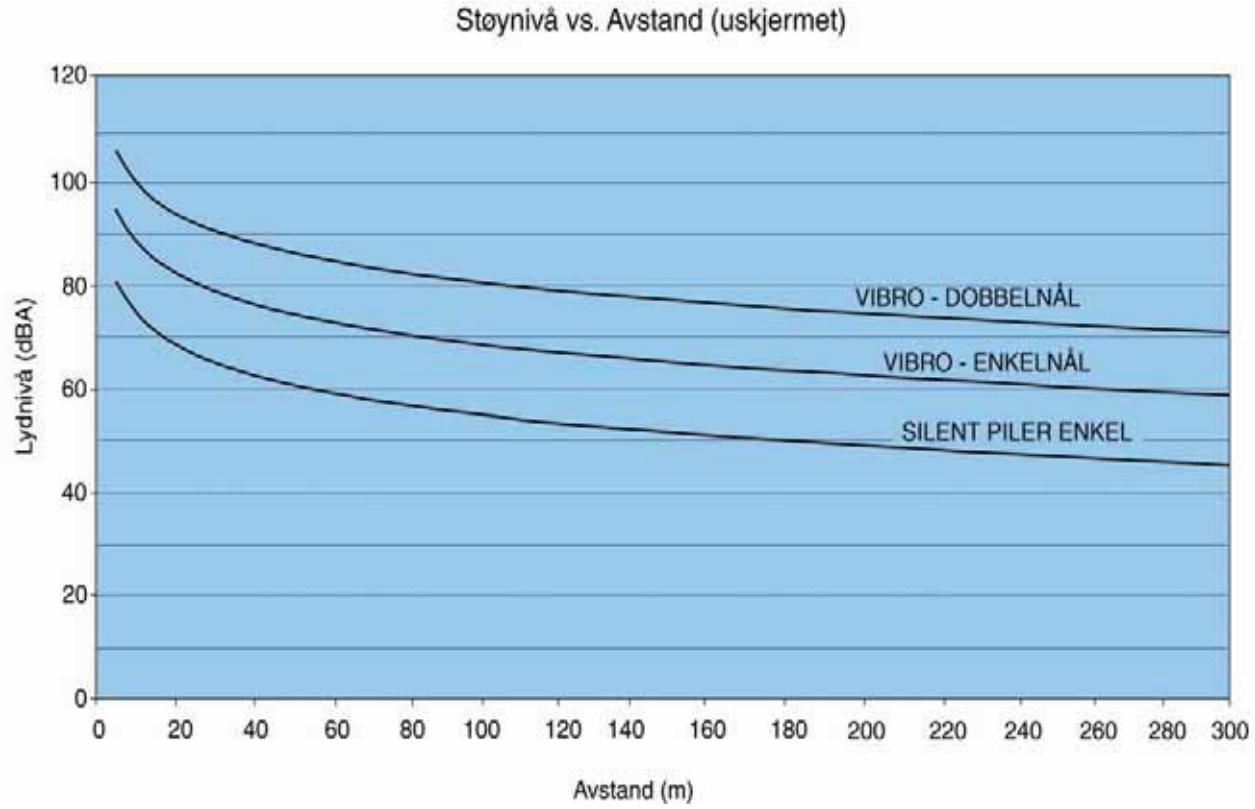
I tillegg kan det skjermes mellom anleggsstedet og naboer med støymatter hengt opp på for eksempel containere eller mellom 2 spuntnåler.

For arbeidsoperasjoner hvor det ikke er mulig å overholde grenseverdiene, bør det benyttes driftstidsbegrensninger og eventuelt tilbud om alternativt oppholdssted for dem som blir

berørt. Nær skoler bør støyende arbeider legges til utenfor skoletiden, for eksempel i sommerferien, og nær boliger bør støyende arbeider unngås på kveldstid.

Figur 18.3 Prøvespunting med Silent Piler anlegget E 18 Kristiansand, Oddernestunnelen

Figur 18.4 Støyskjermende tilta E 18 Kristiansand, Banehagen tunnelportal



Figur 18.5 Målt lydstøy ved ramming av spunt med vibrolodd og pressing med Silent Piler (Aabøe R., Braaten A. 2000)

18.7 SYMBOLLISTE

Symbol	**Forklaring**	
L_p	Lydtrykknivå	
L_{pAeqT}	Ekvivalent lydnivå over tid T	
L_w	Lydeffektnivå	
R	Radiell avstand fra lydkilden	

18.8 REFERANSELISTE

1. *Veileder til Miljøverndepartementets retningslinje for behandling av støy i arealplanlegging (støyretningslinjen)*, *TA-2115*. 2005, Statens forurensingstilsyn (SFT).
2. *Forskrift om endring av forskrift om begrensning av forurensning av 1. juni 2004 nr. 931*. 2004, Miljøverndepartementet.
3. Aabøe, R., Braaten, A., *Miljøundersøkelser tilknyttet Oddernesveien løsmassetunnel i Kristiansand*, *Fjellsprengningskonferansen/Bergmekanikkdagen/Geoteknikkdagen 2000, del II, innlegg 29.* 2000, Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund: Oslo.
4. Aabøe, R., Braaten, A., *Prøvespunting med Silent Piler, E 18 Kristiansand*, *Oddernestunnelen, K-121 B, rapp. Nr. 6*. 2000, Vegteknisk avdeling, Vegdirektoratet: Oslo.

Statens vegvesen

Håndbøker bestilles fra:

Statens vegvesen Vegdirektoratet
Publikasjonsekspedisjonen
Bok 8142 dep.
0033 Oslo

Telefon: 02030
Faks: 22 07 37 68
publvd@vegvesen.no