NORDISK HÅNDBOK

ARMERT JORD OG FYLLINGER

Nordisk Geosyntetgruppe

Nordisk Industrifond

Yvonne Rogbeck, Claes Alén, Gunilla Franzén, Anders Kjeld,
Karin Odén, Hans Rathmayer, Arnstein Watn, Even Øiseth

NORDISK HÅNDBOK

ARMERT JORD OG FYLLINGER

Nordisk Geosyntetgruppe

Januar 2006

Publisert av:	De geotekniske foreningene i norden Nordisk Industrifond
Dato:	Mai 2003 Revisjon A – februar 2004 Revisjon B - oktober 2005
Oversatt:	Til norsk – april 2004, revidert januar 2006 ved Tor Erik Frydenlund
Distribusjon i Norge:	Norsk Geoteknisk Forening e-post: ngf@ngi.no Telefon: (+47) 22 02 30 00 Faks: (+47) 22 23 04 48 Statens vegvesen Telefon: (+47) 22 07 35 00
Digital versjon:	Last ned digital versjon fra: http://www.ntnu.no/~emdal/ngf/
Bilder på forsiden:	Armert vegg — Anders Kjeld Armert skråning — Anders Kjeld Jordnaglet vegg — Gunilla Franzén Fylling på peler — Hartmut Hangen

FORORD

Denne nordiske håndboken om armert jord er publisert av de geotekniske foreningene i Norden og av Nordisk Industrifond.

Den nordiske Geosyntetgruppen (NGG) har tatt initiativet til håndboken. Gruppen har organisatorisk tilknytning til de geotekniske foreningene i Norden. NGG har fungert som styringsgruppe for prosjektet. Håndboken er utarbeidet av en prosjektgruppe. Arbeidet er finansiert av 29 organisasjoner inkludert de organisasjonene som har deltatt i prosjektgruppen. De øvrige organisasjonene har medvirket i en referansegruppe. Denne gruppen har gitt verdifulle bidrag ved gjennomgang og godkjenning av bokens innhold.

Håndboken er en veiledning og de som utfører prosjektering i henhold til bokens råd må selv ta det fulle ansvar for prosjektet. Ingeniørmessige vurderinger må anvendes for å avgjøre om bokens anbefalinger er relevant for det aktuelle prosjekt. Håndboken er således utarbeidet for ingeniører med geoteknisk erfaring.

Hensikten med håndboken er å øke kunnskapen om armert jord og å gjøre det lettere å anvende denne type konstruksjoner. Armert jord konstruksjoner er ofte mer økonomiske enn konvensjonelle konstruksjoner. Anvendelsene som er inkludert i denne håndboken er:

- vertikale vegger og skråninger
- fyllinger på bløt undergrunn
- fyllinger på peler
- jordnagling (utgravede skjæringer og naturlige skråninger)

Håndboken inkluderer kapitler om:

- materialer og materialprøving
- dimensjonering
- utførelse
- kvalitetskontroll
- kontrakter

Anvendelsen av armert jord har øket i det siste tiår i de nordiske landene. I Norge startet bruken av armert jord tidligere og er mer vanlig enn i de andre nordiske landene. I Sverige er peling under fylling en vanlig fundamenteringsmåte og i de senere år har denne metoden ofte vært kombinert med armering i fyllingen. Noen retningslinjer finnes allerede i noen av de nordiske landene, men en av hensiktene med denne håndboken er å innføre bruk av partielle sikkerhetsfaktorer i prosjekteringen på linje med foreliggende Eurokode.

Retningslinjene for armerte fyllinger er i hovedsak myntet på bruk av polymerer som armering, men noe veiledning er også gitt for bruk av stivere armeringsmaterialer.

Arbeidet med Eurokoder pågår fortsatt. ENV 1991-1, “Basis of Design and Actions of Structures” (prosjekteringsgrunnlag og konstruksjoners reaksjoner) vil snart foreligge som normal. Forskjellen mellom den eksisterende ENV 1997-1, ”Geotechnical Design”

(Geoteknisk prosjektering) og prEN 1997-1 er betydelig. For denne håndboken er foreliggende ENV valgt som utgangspunkt. Når Eurokoden er godkjent som en EN vil denne håndboken antagelig måtte revideres avhengig av hva den nye EN vil inneholde. National Application Documents NAD (nasjonale anvendelsesdokumenter) er utarbeidet som tillegg til ENV og er forskjellige i de nordiske landene. Relatert til denne håndboken foreligger bare gjeldene NAD i Sverige og Norge og tall fra disse er referert i vedlegg B.

Håndboken er lagt opp slik at all prosjektering kan utføres med håndregning. For mer komplekse prosjekter og raskere prosedyrer foreligger det dataprogrammer på markedet, men i denne håndboken er det ikke gitt noen anbefalinger relatert til eksisterende dataprogram. Den prosjekterende må selv vurdere anvendeligheten av disse.

For bedre å forstå virkningen av partsialkoeffisienter vil det være nyttig å foreta konsekvensanalyser. Slike analyser er imidlertid ikke inkludert i boken.

Håndboken er skrevet på engelsk for å kunne gi informasjon også til brukere utenfor de nordiske landene. Håndboken er oversatt til norsk og svensk i løpet av 2004 og vil bli publisert av de geotekniske foreningene i de respektive land i samarbeid med Nordisk Industrifond.

Organisering av prosjektet er gjengitt nedenfor.

PROSJEKTSTYRINGSGRUPPE (NGG unntatt medlemmer av prosjektgruppen)
Ingrid Södergren, Statens Järnväger, Sverige, leder
Torbjörn Eng, Engtex AB, Sverige
Per Krisitian Hoel, Nordisk Kartro AS/Viacon, Norge
Lovisa Moritz, Vägverket i Sverige
Oddur Sigurdsson, VSO Consulting, Island
Alexander Smekal, Banverket, Sverige
Erik Ramberg Steen, Fibertex AS, Danmark

PROSJEKTGRUPPEN
Yvonne Rogbeck, Statens geotekniska institut, Sverige, prosjektleder
Claes Alén, Statens geotekniska institut, Sverige
Gunilla Franzén, Ramböll, Sverige
Anders Kjeld, Byggros, Danmark
Karin Odén, Statens geotekniska institut, Sverige
Hans Rathmayer, VTT Teknisk forskningssenter i Finland
Arnstein Watn, Sintef, Norge
Even Øiseth, Sintef, Norge

REFERANSEGRUPPE

DANMARK

Bjarne Landgrebe, A/S Skandinavisk Spændbeton
Jørgen Larsen. GEO-Geoteknisk institut
Nils Krebs Ovesen, GEO-Geoteknisk institut
Jørgen S. Steenfelt, COWI Consulting Engineers and Planners AS

FINLAND

Jouko Lehtonen/Hannu Jokiniemi, Rautaruukki Oyj
Pasi Leimi, RHK Finska banverket
Tim Länsivaara, Ramböll
Panti Salo, Vägverket i Finland
Marcus Sjöholm, Oy ViaPipe Ab/Gävle Vägtrummor AB

NORGE

Roald Aabøe, Vegdirektoratet
Hans Bugge, Teletextiles
Hasse Ekegren, Nordisk Industrifond
Steinar Hermann, Norges Geotekniske Institutt
Jan Vaslestad, VIACON

SVERIGE

Torbjörn Allenius/Markus Kappling, Golder Associates AB
Bo Berggren/Torbjörn Edstam, J&W/WSP Samhällsbygnad
Onni Henriksson, FLA Utveckling AB
Erik Knudsen, Hedareds Sand & Betong
Sten-Eric Lager, VIACON
Philip Landkvist, PEAB Grundläggning AB
Per Löfling/Peter Zakrisson, Vägverket konsult
Rolf Mattsson, De Neef Scandinavia
Agne Minsér, SR/BR avd GeoPro
Tord Sjödahl/Ulf Alenius, Tyréns

TYSKLAND

Hartmut Hangen, Heusker

ITALIA

Marco Vicari, Macca Ferri S.P.A.

INNHOLDSFORTEGNELSE

FORORD ..... **I**

1 INNLEDNING **1**
1.1 HENSIKT 1
1.2 INTRODUKSJON AV ULIKE METODER 3
1.2.1 Bratte armerte skråninger og vegger *3*
1.2.2 Fylling på bløt undergrunn *3*
1.2.3 Fyllinger på peler *4*
1.2.4 Jordnagling *4*
1.3 BETEGNELSER OG SYMBOLER 6
1.3.1 Definisjoner *6*
1.3.2 Anbefalte SI enheter for geotekniske beregninger *9*
1.3.3 Symboler *9*

2. MATERIALER OG MATERIALPRØVING **13**
2.1 ARMERT FYLLING 13
2.1.1 Armeringsprodukter *13*
2.1.2 Fyllingsmaterialer *20*
2.1.3 Drenering *23*
2.1.4 Frontkledning *23*
2.1.5 Materialprøving *26*
2.2 JORDNAGLING 26
2.2.1 Hovedelementer *26*
2.2.2 Armeringselementer *27*
2.2.3 Jord *29*
2.2.4 Grenseflate mellom jord og nagle *30*
2.2.5 Drenering *33*
2.2.6 Beskyttelse mot korrosjon *34*
2.2.7 Frontsystemer *35*

3. DIMENSJONERINGSGRUNNLAG **37**
3.1 INTRODUKSJON 37
3.2 GRENSETILSTANDSMETODEN 37
3.3 PARTIALFAKTORER 38
3.4 ANVENDELSE AV PARTIALFAKTORER 39
3.5 ARMERT/JORDNAGLET SKRÅNING 40
3.5.1 Tradisjonell sikkerhetsfaktor *40*
3.5.2 *Partialfaktorens format* *41*
3.5.3 *Bruk av partialfaktor i stabilitetsberegninger* *42*
3.6 DIMENSJONERINGSKRAV 43
3.6.1 Dimensjonerende levetid *43*
3.6.2 Sikkerhetsklasse *44*
3.6.3 Geoteknisk klasse *44*
3.6.4 Dimensjoneringsmetoder *44*
3.6.5 Belastninger *45*
3.6.6 Dimensjonerende verdier for belastninger *46*
3.6.7 Kombinerte laster *46*
3.7 GEOMETRISKE EGENSKAPER 47
3.8 MATERIALEGENSKAPER 48
3.8.1 Karakteristiske verdier *48*
3.8.2 Dimensjoneringsverdier *48*

4. BRATTE SKRÅNINGER OG VEGGER…… 53
4.1 INTRODUKSJON…… 53
4.1.1 Armeringens virkning…… 53
4.2 NØDVENDIG INFORMASJON FOR DIMENSJONERINGEN…… 54
4.2.1 Geometri og fundamenteringsforhold…… 55
4.3 DIMENSJONERING I BRUDDGRENSETILSTAND…… 55
4.3.1 Dimensjoneringsverdier og laster…… 57
4.3.2 Dimensjonering skritt for skritt…… 59
4.4 DIMENSJONERING I BRUKSGRENSETILSTANDEN…… 65
4.4.1 Setninger og forskyvninger…… 65
4.5 DRENERING OG VANNTRYKK…… 66
4.6 FRONTKLEDNINGER…… 67
4.7 BESTANDIGHET…… 68
4.8 UTFØRELSE, KVALITETSKONTROLL OG KONTRAKTER…… 69

5. FYLLINGER PÅ BLØT UNDERGRUNN…… 71
5.1 INTRODUKSJON…… 71
5.1.1 Armeringens virkning…… 71
5.1.2 Beregningsprinsipper…… 71
5.2 BEHOV FOR SPESIELL INFORMASJON VED DIMENSJONERINGEN…… 71
5.2.1 Konstruksjonens levetid…… 72
5.2.2 Geometri og fundamenteringsegenskaper…… 72
5.3 DIMENSJONERING I BRUDDGRENSETILSTANDEN…… 73
5.3.1 Bruddformer…… 73
5.3.2 Styrkeparametere og dimensjonerende laster…… 73
5.3.3 Dimensjonering steg for steg…… 73
5.4 DIMENSJONERING I BRUKSGRENSETILSTANDEN…… 81
5.4.1 Setninger I undergrunnen…… 81
5.4.2 Tøyning I armeringen…… 81
5.5 BESTANDIGHET…… 82
5.6 UTFØRELSE, KVALITETSKONTROLL OG KONTRAKTER…… 82

6. FYLLINGER PÅ PELER…… 83
6.1 ARMERTE FYLLINGER PÅ PELER…… 83
6.1.1 Introduksjon…… 83
6.1.2 Beregningsprinsipper…… 83
6.2 NØDVENDIG INFORMASJON FOR DIMENSJONERINGEN…… 84
6.3 DIMENSJONERING I BRUDDGRENSETILSTANDEN…… 84
6.3.1 Bruddmodeller…… 84
6.3.2 Styrkeparametere og dimensjonerende laster…… 85
6.3.3 Partielle sikkerhetsfaktorer…… 86
6.3.4 Begrensninger ved modellen…… 86
6.3.5 Dimensjonering steg for steg…… 87
6.4 DIMENSJONERING I BRUKSGRENSETILSTANDEN…… 93
6.5 BESTANDIGHET…… 93
6.6 UTFØRELSE, KVALITETSKONTROLL OG KONTRAKTER…… 93

7. JORDNAGLING…… 95
7.1 UTGRAVET JORDNAGLINGSVEGG…… 95
7.1.1 Nødvendig informasjon for dimensjoneringen…… 95
7.1.2 Dimensjonering i bruddgrensetilstanden…… 96
7.1.3 Dimensjonering i bruksgrensetilstanden…… 102
7.1.4 Drenering…… 103
7.1.5 Frontkledning…… 104
7.1.6 Bestandighet…… 104
7.2 NATURLIGE SKRÅNINGER…… 109
7.2.1 Spesiell informasjon som er nødvendig for dimensjoneringen…… 109
7.2.2 Dimensjonering i bruddgrensetilstanden…… 110

7.2.3 Dimensjonering i bruksgrensetilstanden *110*
7.2.4 Drenering *111*
7.2.5 Frontkledning *111*
7.2.6 Bestandighet *111*
7.3 UTFØRELSE, KVALITETSKONTROLL OG KONTRAKTER 111

8. UTFØRELSE 113
8.1 ARMERTE FYLLINGER 113
8.1.1 Valg av materialer *113*
8.1.2 Armeringsmateriale *114*
8.1.3 Materialer for bruk i frontkledninger *114*
8.1.4 Stedlige forhold og grunnundersøkelser *114*
8.1.5 Fundamentering *115*
8.1.6 Drenering *115*
8.1.7 Frontkledninger *116*
8.1.8 Valg, utlegging og oppbygging av fyllingsmaterialer *116*
8.1.9 Utlegging av armering og skjøting *116*
8.2 JORDNAGLING 117
8.2.1 Forarbeider *117*
8.2.2 Utgraving og klargjøring av fronten *118*
8.2.3 Installasjon av nagler *118*
8.2.4 Installasjon av drenssystemer *120*
8.2.5 Installasjon av frontkledning *122*

9. KVALITETSKONTROLL – TILSYN, TESTING OG KONTROLL I ANLEGGSFASEN 123
9.1 TILSYN 123
9.1.1 Armerte fyllinger *123*
9.1.2 Jordnagling *124*
9.2 TESTING 125
9.2.1 Armert fylling *125*
9.2.2 Jordnagling *125*
9.3 KONTROLL 129
9.3.1 Generelt – Armerte fyllinger og jordnagling *129*
9.3.2 Armerte fyllinger *131*
9.3.3 Jordnagling *131*

10. KONTRAKTER 133
10.1 FORSKJELLIGE KONTRAKTSTYPER 133
10.1.1 Vanlig anbudskontrakt *133*
10.1.2 Totalentreprise *133*
10.2 INNHOLDET I ANBUDSKONTRAKTER 134
10.2.1 Informasjon som må vurderes *134*
10.2.2 Anbudsdokumenter for vanlig anbudskontrakt *134*
10.2.3 Anbudsdokumenter for totalentreprise *134*
10.3 ANSVAR FOR AKTIVITETER 140
10.4 DEFINISJON AV RAPPORTERINGSPROSEDYRER 143

11. REFERANSER 145

Vedlegg

A MATERIALEGENSKAPER …….. 1
A1 ARMERTE FYLLINGER…….…….……. 1
A.1.1 Generelt…….…… 1
A.1.2 Korttids mekaniske egenskaper for geosyntetiske armeringsmaterialer….……. 1
A.2 JORDNAGLING……. 4

B DIMENSJONERINGSGRUNNLAG……. 7
B.1 FASTSETTING AV PARTIALFAKTORER……. 7
B.2 PARTIALFAKTORER FRA NAD OG NASJONALE STANDARDER……. 8
B.2.1 Partialfaktorer for belastninger…….…….…. 8
B.2.2 Kombinasjon av belastninger…….…….…. 9
B.2.3 Partialfaktorer for geotekniske parametere…….…… 9

C ARMERT BRATT VEGG…….....…….. 11
C.1 EKSEMPEL…….……..…….……. 11
C.2 POTESIELLE GLIDEFLATER – SPENNINGSFORHOLD MED DYBDEN……..... 14

D FYLLING PÅ BLØT UNDERGRUNN……..……..…. 17
D.1 EKSEMPEL…….…….….. 17
D.1.1 Bruddgrensetilstanden…….…….….…..…. 17
D.1.2 Bruksgrensetilstanden…….…….…… 21

E FYLLING PÅ PELER……...…….. 23
E.1 EKSEMPEL……...……...…….. 23
E.1.1 Bruddgrensetilstanden - inngangsdata…….…… 23

F JORDNAGLING……...……...… 31
F.1 Eksempel – Dimensjonering av jordnagling for bratte skråninger og utgravinger……..……. 31
F.1.1 Bakgrunn…… 31
F.1.2 Foreløpig planskisse…….…. 31
F.1.3 Stabilitetsanalyse…….…….…. 32
F.1.4 Kontroll av valgt naglesystem…… 35
F.1.5 Totalstabilitet…… 38
F.1.6 Stabilitetsanalyse av hvert utgravingstrinn…….…… 39
F.1.7 Frontkledning…… 40
F.1.8 Drenering…… 40
F.1.9 Bruksgrensetilstanden…….…… 41
F.1.10 Bakgrunn…….…… 41
F.2 Eksempel – Dimensjonering av jordnagling for naturlig skråning……..…….. 41
F.2.1 Bakgrunn…… 41
F.2.2 Foreløpig skisse…… 42
F.2.3 Stabilitetsanalyse…….…….…. 43
F.2.4 Kontroll av valgt naglesystem…… 45
F.2.5 Totalstabilitet…… 49
F.2.6 Stabilitetsanalyse av hvert utgravingstrinn…… 49
F.2.7 Frontkledning…… 49
F.2.8 Drenering…….…….…. 50
F.2.9 Bruksgrensetilstanden…….…. 50
F.2.10 Bakgrunn…….…….…. 50

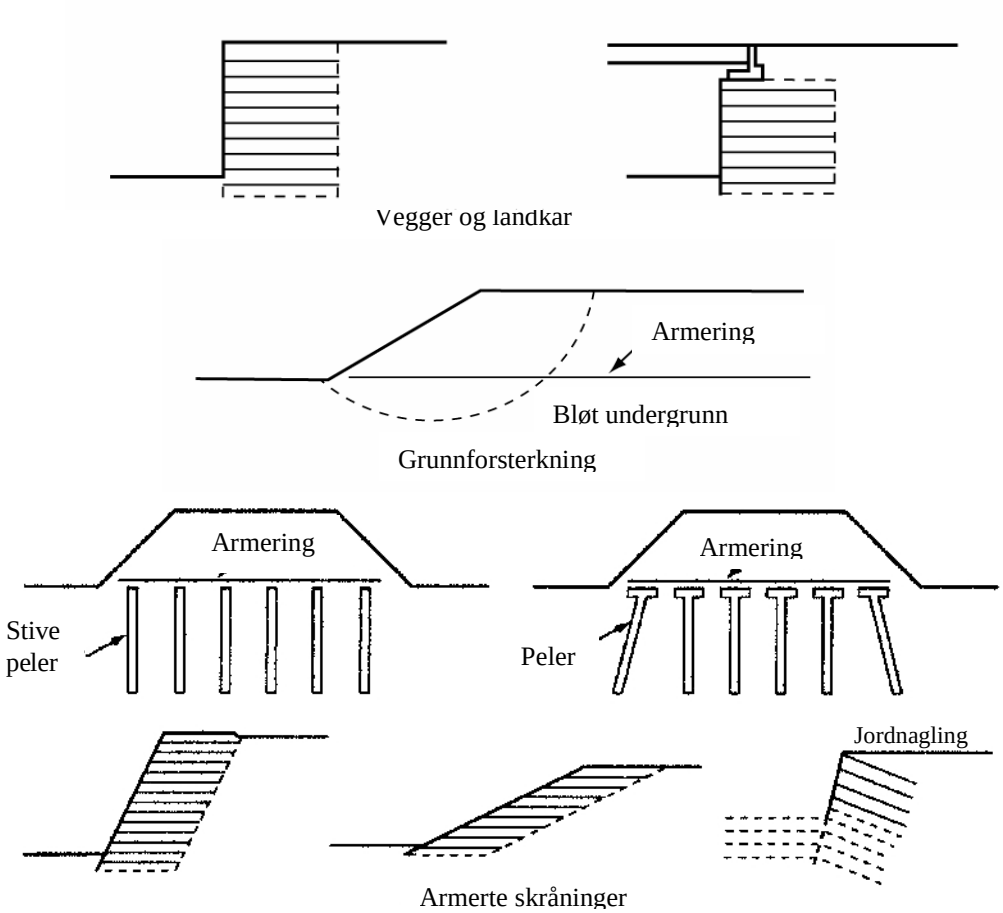
1 INNLEDNING

1.1 HENSIKT

Denne nordiske håndboken for armert jord inkludert jordnagling er en veiledning med anbefalinger for ulike anvendelser. Håndboken er basert på grensetilstandsmetoden med bruk av partielle sikkerhetsfaktorer ved dimensjoneringsberegninger. Grunnlaget for beregningene er hentet fra gjeldende Eurokoder, ENV 1991-1 ”Basis of Design and Actions of Structures” og ENV 1997-1 ”Geotechnical Design”. Som supplement til disse forstandardene er det utarbeidet National Application Documents NAD (nasjonale tilpasningsdokumenter) i land hvor andre retningslinjer enn de som er angitt i ENV anvendes. Når det gjelder denne håndboken er det utarbeidet NAD i Sverige og Norge med andre retningslinjer for ulike konstruksjonstyper, se vedlegg B.

Bruksområdene for håndboken som illustrert i Figur 1.1 er:

- vertikale vegger og skråninger
- fyllinger på bløt grunn
- fyllinger på peler
- jordnagling (utgravede skjæringer og naturlige skråninger)



Figur 1.1 Anvendelser av armert jord beskrevet i håndboken

Håndboken omhandler materialer og prøving, dimensjonering, bygging og kontroll, og kontraktsmessige forhold.

Kapittel 1 gir en introduksjon med angivelse av hensikt, betegnelser og symboler.

Kapittel 2 gir en innføring i materialer som anvendes til forsterkningsformål: naturlige jordavsetninger, fyllingsmaterialer og armeringsmaterialer. Prøvemetoder for ulike armeringsmaterialer er kort beskrevet med referanse til ulike standarder. Bruk av prøvemetoder i henhold til gjeldende standarder er å foretrekke, men tabeller med angivelse av vanlige verdier avhengig av type armering og konstruksjon er angitt.

Prosjekteringsregler er beskrevet i **kapittel 3-6**. For alle tilfellene er følgende prosedyre fulgt: introduksjon, armeringens virkemåte, spesiell informasjon som er nødvendig for dimensjoneringen, grensetilstandsmetoden beskrevet for ulike bruddforhold, begrensninger ved metoden og en trinnvis gjennomgang av prosjekteringsprosedyren.

Dimensjoneringsprinsippene er beskrevet i **kapittel 3** og det anbefales at prosjektansvarlig leser dette kapitlet før prosjekteringen starter. Kapittel 3 utgjør dimensjoneringsgrunnlaget for de ulike anvendelsene. Dette kapitlet omhandler partielle sikkerhetsfaktorer for ulike forhold og kombinasjoner av forhold så vel som for ulike materialegenskaper i henhold til ENV 1991-1, ENV 1997-1 og de forskjellige NADene, omregningsfaktorer for materialegenskaper og samvirkefaktorer. Det er ikke utført etterregning for å bestemme verdiene av de partielle sikkerhetsfaktorene da dette må bestemmes av ansvarlige myndigheter i de nordiske landene.

Kapittel 4 omhandler horisontal armering i vegger og skråninger. Dette inkluderer støttemurer, brulandkar og støyvoller.

I **kapittel 5** er prosjekteringsmetoder for fyllinger på bløt grunn beskrevet. Når det gjelder armerte fyllinger og jordstabiliseringstiltak er bruk av peler under fylling beskrevet i **kapittel 6** og det er også gitt anbefalinger relatert til dypstabilisering.

Prosjekteringsregler for jordnagling er beskrevet separat for utgraving med vertikale vegger og skråninger med naturlig helning i **kapittel 7**.

Anleggtekniske forhold er delt i armerte fyllinger og jordnagling i **kapittel 8**. Dette kapitlet samt **kapittel 9** om kvalitetskontroll er basert på forstandarden som arbeidsgruppe TC 288 innen CEN har utarbeidet.

Anbefalinger når det gjelder krav til og råd vedrørende kontrakter er beskrevet i **kapittel 10**.

Referansedokumenter for alle kapitlene er listet i **kapittel 11**.

Dimensjoneringseksempler for ulike anvendelser er gitt i respektive **vedlegg A – F**.

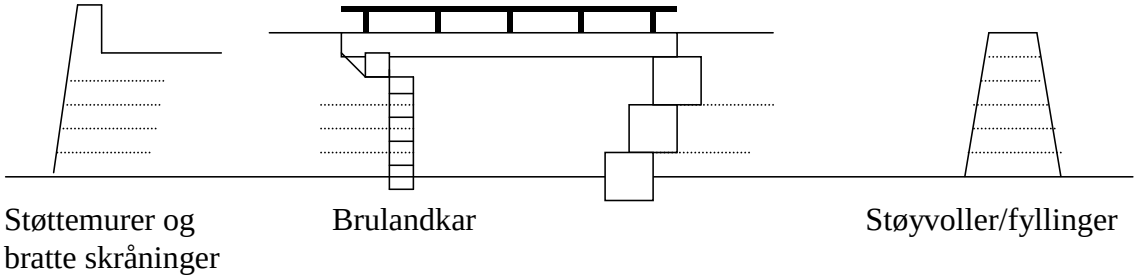
1.2 INTRODUKSJON AV ULIKE METODER

1.2.1 Bratte armerte skråninger og vegger

1.2.1.1Prinsipp

Ved å legge ut armering i horisontale lag i en jordkonstruksjon er det mulig å stabilisere og forsterke konstruksjonen.

Siden tidlig på 1980-tallet har flere prosjekter blitt bygget ved bruk av armerte jordfyllinger.



Figur 1.2 Typiske anvendelser av armerte jordfyllinger

Støttemurer og brulandkar dekker vanligvis anvendelser med skråningshelninger mellom 70 – 90 grader mens armerte skråninger kan være slakere.

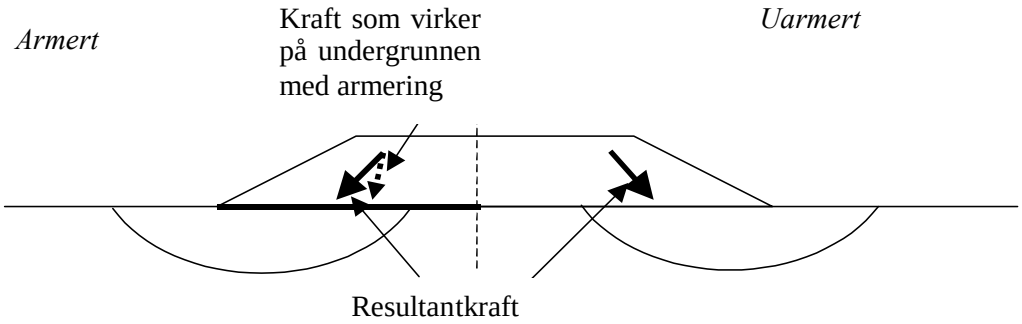
1.2.1.2 Hovedbegrunnelse

Armerte jordfyllinger vil ofte vise seg å være økonomisk gunstige måter å bygge vegger, landkar, fyllinger, støyvoller og bratte skråninger.

1.2.2 Fylling på bløt undergrunn

1.2.2.1 Prinsipp

Jordarmering kan anvendes til å øke bæreevnen for fyllinger på bløt grunn. Hensikten med armeringen er å oppta skjærspenningene fra fyllingen for å hindre horisontalglidninger og utpressing sidevegs av de bløte massene.



Figur 1.3 Effekt av armering under fylling på bløt grunn

1.2.2.2 Hovedanvendelse

Metoden anvendes i hovedsak under veg- og jernbanefyllinger på bløt grunn.

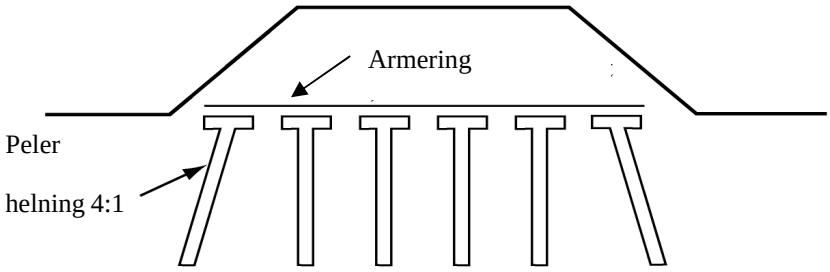
1.2.3 Fyllinger på peler

1.2.3.1 Prinsipp

For fyllinger i områder hvor det er utført jordforsterkende tiltak, kan armering legges i den nedre del av fyllingen.

Ved bruk av jordforbedringstiltak som kalk/sement peler, kan armering i overliggende fylling ha to funksjoner. For peler med liten fasthet kan armeringen hindre horisontalglidninger.

For peler med større fasthet kan bruk av armering både hindre setninger og motvirke horisontalglidninger.



Figur 1.4 Fylling på peler

1.2.3.2 Hovedanvendelse

Hovedanvendelsen er i dette tilfellet armering på peler under fylling.

1.2.4 Jordnagling

1.2.4.2 Prinsipp

Jordnagling er en teknikk som anvendes for å øke stabiliteten av eksisterende og nylig utgravde jordskråninger/vegger ved å installere relativt slanke, passive armeringsstenger i jordmassen. Selv ved små deformasjoner innenfor den aktive sonen i jordvolumet vil det oppstå både aksiale og sidevegs forskyvninger av jorda i forhold til armeringen. Disse forskyvningene vil overføre krefter til armeringen.

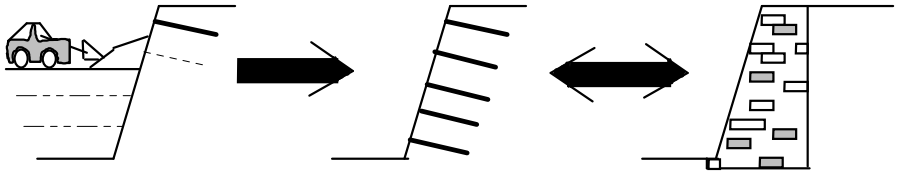
- Strekk-krefter vil oppstå på grunn av de aksiale forskyvningene. Det vil da enten være største strekk-kraft kapasitet i armeringen eller største friksjonskraft mellom jord og armering som vil begrense størrelsen på strekk-kreftene.

- Sidevegs forskyvninger vil resultere i spenninger normalt mot armeringen og disse vil begrenses av jordens bæreevne. Sidevegs forskyvninger kan resultere i skjærspenninger og momenter i armeringen avhengig av armeringens stivhet og helning.

En skråning med jordnagling kan deles inn i to soner:
- Den aktive sonen hvor friksjonskreftene langs jordnaglene er rettet mot fronten av skråningen og derfor vil forsøke å trekke naglene ut av skråningen.
- Forankringssonen hvor friksjonskreftene er rettet innover i skråningen og dermed hindrer naglene og også jorda i den aktive sonen i å bevege seg utover.

Ved små bevegelser i den aktive sonen vil jordnaglene aktiveres i forankringssonen og dermed forhindre videre bevegelser i den aktive sonen. På grunn av denne interaksjonen mellom jord og nagler vil det etableres et armert jordvolum som i prinsippet vil virke som en gravitasjonsmur og stabilisere den bakenforliggende jorden.

For å holde jorden på plass mellom naglene i fronten av skråningen er det nødvendig med et dekkningsmateriale. Ofte anvendes sprøytebetong eller geotekstiler for dette formål.



Figur 1.5 Prinsipp ved jordnagling

For å visualisere hvorledes jordnagling påvirker en skråning sammenlignes metoden ofte med et tre som vokser i en skråning. Treets røtter vil holde på jordmassene og dermed skape et armert jordvolum som består av røtter og jord. Samspillet mellom jorden og røttene vil således resultere i en stabil skråning.

1.2.4.2 Definisjon

Det finnes ikke noe entydig definisjon av jordnagling i litteraturen, men det foreligger en rekke ulike forslag. For å begrense omfanget av denne håndboken er følgende definisjon av jordnagling benyttet basert på forslag fra flere forfattere.

En jordnagle er et armeringselement med liten diameter, installert uten forspenning i en skråning og med typisk helningsvinkel 10 – 45 ^{0} målt normalt på den potensielle glideflaten, og som derfor i hovedsak vil virke som en strekkarmering men med skjær- og bøyningskrefter som mulige, men neglisjerbare sekundæreffekter.

Andre definisjoner omfatter både plugger og stive nagler installert mer eller mindre loddrett mot bruddplanet og som dermed betrakter skjærmotstanden som et viktig bidrag til armeringseffekten av jordnaglen.

1.2.4.3 Hovedanvendelse

Metoden har to hovedanvendelser:
- Øke stabiliteten av naturlige skråninger
- Uttak av bratte skråninger ved trinnvis graving og installasjon av nagler.

1.3 BETEGNELSER OG SYMBOLER

Betegnelser og symboler benyttet i denne håndboken er hentet fra gjeldende Eurokode ENV 1991-1 og 1997-1 så vel som fra utkast til prEN 14475 for armerte fyllinger og prEN 14490 for jordnagling.

1.3.1 Definisjoner

1.3.1.1 Generelt

BELASTNING:

a) Kraft (last) påført en konstruksjon eller masseenhet (direkte last).
b) En påført eller tvungen deformasjon eller en påført akselerasjon forårsaket for eksempel av temperaturendringer eller ujevne setninger.

PERMANENT LAST (G): En last som forventes å virke gjennom hele den gitte funksjonstiden for prosjektet og hvor variasjoner i lastens størrelse er ubetydelig i forhold til gjennomsnittsverdien.

VARIABEL LAST (Q): En last som neppe vil virke gjennom hele den forventede funksjonstiden for prosjektet eller hvor variasjoner i lastens størrelse med tiden verken er ubetydelig i forhold til gjennomsnittsverdien eller er monoton.

REPRESENTATIV LAST: Lastverdi benyttet for kontroll av en grensetilstand.

KARAKTERISTISK LAST: Prinsipiell representativ verdi for en last

DIMENSJONERENDE LAST F_D: Laststørrelse beregnet som representativ last multiplisert med en partiell sikkerhetsfaktor (lastfaktor) $\gamma_{F.}$

LASTVIRKNING: Virkningen av belastninger på en konstruksjonsdel, for eksempel interne krefter, momenter, spenninger, deformasjoner.

BYGGVERK: Alt som bygges eller er et resultat av byggeoperasjoner.

BYGGVERKSTYPE: Indikerer hovedmaterialet som er anvendt i byggverket, for eksempel betong, stål, geosynteter.

UTFØRELSE: Virksomhet som er nødvendig for å reise en bygning eller annet byggverk.

DIMENSJONERINGSKRITERIER: Kvantitative formuleringer som for hver grensetilstand beskriver hvilke betingelser som må oppfylles.

DIMENSJONERINGSFORUTSETNINGER: Et sett med fysiske forutsetninger som representerer et gitt tidsintervall hvor dimensjoneringsberegningene må dokumentere at relevante grensetilstander ikke overskrides.

> **MIDLERTIDIGE DIMENSJONERINGSFORUTSETNINGER:** Forutsetninger som er gyldige for en kortere periode enn forventet levetid for prosjektet og som har en høy sannsynlighetsfrekvens.
>
> **PERMANENTE DIMENSJONERINGSFORUTSETNINGER:** Forutsetninger som vil være gyldige for en periode tilsvarende hele prosjektets levetid.
>
> **ULYKKESLASTER:** Forutsetninger knyttet til uvanlige forhold for prosjektet så som brann, eksplosjoner, sammenstøt og lokale brudd i konstruksjonen.

PROSJEKTERT LEVETID: Antatt tidsperiode hvor byggverket forventes å kunne anvendes for det tilsiktede formål med forventet vedlikehold, men uten at omfattende reparasjoner vil være nødvendig.

LASTTILFELLE: Et sett av samvirkende laster, deformasjoner og defekter som betraktes å virke samtidig med kjente variable og permanente størrelser for en spesiell beregningskontroll.

GRENSETILSTAND: En tilstand hvor byggverket ikke lenger vil tilfredstille dimensjoneringsforutsetningene hvis de overskrides.

> **BRUDDGRENSETILSTAND:** Tilstand assosiert med sammenbrudd eller med andre tilsvarende former for skade.
>
> **BRUKSGRENSETILSTAND:** Tilstand som tilsvarer forhold hvor byggverket eller elementer i byggverket ikke lenger tilfredstiller de angitte funksjonskriterier hvis tilstanden overskrides.

VEDLIKEHOLD: Det totale antall aktiviteter som må utføres i konstruksjonens levetid for at denne skal bevare sin funksjon.

KARAKTERISTISK VERDI AV MATERIALEGENSKAPER: Representativ verdi for en materialegenskap.

PÅLITELIGHET: Pålitelighet omfatter sikkerhet, funksjonalitet og holdbarhet for en konstruksjon.

MOTSTAND: Mekaniske egenskap for en komponent, et tverrsnitt eller konstruksjonsenhet, f.eks. bøyemotstand.

STYRKE: Mekanisk egenskap ved et materiale, vanligvis gitt som en materialspenning.

1.3.1.2 Armert jord og fyllinger (håndbokspesifikke definisjoner)

ANKERPLATE: En plate forbundet til hodet på jordnaglen for å kunne overføre lastkomponenter fra frontkledningen eller direkte fra skråningsfronten til jordnaglen.

DRENASJESYSTEM: Forskjellige drenssystemer for kontroll av overflate- og grunnvann.

FRONTSYSTEMER: Kledning for tildekning av den armerte fyllingens eksponerte overflate. Frontsystemene kan deles inn i tre grupper avhengig av egenskaper.

> **HARD FRONT:** en stiv front, vanligvis i form av prefabrikkerte betongelementer som kan forbindes strukturelt til armeringen. Kledningen har ikke evne til å oppta setningsforskjeller mellom fronten og kledningen
>
> **FLEKSIBEL FRONT:** et fleksibelt dekningsmateriale som hindrer utfall og utglidning av jord- og steinmaterialer mellom naglene eller armeringslagene, som må ha en strukturell funksjon og som avhenger i vesentlig grad av grunnforholdene og hvorledes armeringen/naglene er plassert. Kledningen har evne til å oppta setningsforskjeller.
>
> **MYK FRONT:** en fleksibel front som kan etableres ved å utvide bredden av armeringen tilstrekkelig slik at hele fronten av fyllingen omhylles. Dette kalles ofte ”oppbrettingsfront”. Slike fronter blir ofte tilsådd for å etablere et vegetasjonsdekke. Kledningen har evne til å oppta setningsforskjeller.

FYLLINGSMATERIALE: Et naturlig forekommende eller menneskelagd materiale av løsmasser, inkludert stein, benyttet tilfyllingsformål.

> **ARMERT JORD:** Utlagt fylling med atskilte lag av jordarmering, vanligvis plassert horisontalt mellom påfølgende fyllingslag under byggeprosessen.
>
> **UREGELMESSIG ARMERT FYLLING:** Utlagt fylling med tilfeldig orientert jordarmering i form av sammenhengende polymeriske fibere eller ikke sammenhengende elementer som legges ut samtidig med fyllmassene under byggingen.

UNDERGRUNN: Jord, stein og fylling som eksisterer forut for utførelse av et byggeprosjekt.

ARMERING OG ARMERINGSELEMENT: Fellesbetegnelse for armeringselementer installert i undergrunnen eller lagt ut i fylling.

FYLLINGSARMERING: En armering, typisk i form av striper, flak, staver, gitter, nett eller tråder vanligvis lagt ut i atskilte lag og som forbedrer stabiliteten av den armerte jordmassen ved å mobilisere aksiale strekk-krefter i armeringen.

JORDNAGLE: Et armeringselement installert i bakken, vanligvis med en vinkel mot horisontalplanet, og som mobiliserer friksjon mot jordmassene langs hele lengden.

OFFERNAGLE: en jordnagle installert på samme måte som de virksomme naglene men kun for å bestemme naglens uttrekkskapasitet.

PRØVENAGLE: en jordnagle installert med metoder identisk med de virksomme naglene med den hensikt å kunne bestemme/bekrefte naglens uttrekkskapasitet.

VIRKSOM NAGLE: en jordnagle som utgjør en del av den ferdige jordnaglingskonstruksjonen.

JORDNAGLINGSSYSTEM: Består av et armeringselement og kan omfatte følgende hoved-komponenter; skjøter og koplinger, sentreringselementer, avstandsholdere, gysemasse og korrosjonsbeskyttelse.

JORDNAGLINGSPROSEDYRE: Prosessen ved å installere jordnagler i bakken, typisk ved en av følgende metoder; slag, utskyting, ramming eller vibrering, boret og gyst, installert og gyst eller samtidig boret og gyst.

1.3.2 Anbefalte SI enheter for geotekniske beregninger

· krefter	kN, MN
· moment	kNm
· densitet	kg/m³, Mg/m³, (t/m³)
· tyngdetetthet	kN/m³
· spenninger, trykk og styrke	kN/m²

1.3.3 Symboler

STORE BOKSTAVER

A	Ulykkeslast
A	Karakteristisk tverrsnittareal for en jordnagle
B	Bredde
C	Karakteristisk omkrets for det hull hvor jordnagle og gysemasse installeres
C_u	Korngraderingstall
D	Diameter
E	Lasteffekt
F	Last, aksial eller transversal last på pel/jordnagle
G	Permanent last
H	Horisontal last eller kraft
H	Høyde på støttemur eller fyllingshøyde
K	Jordtrykkskoeffisient
L	Lengde
M	Sikkerhetsmargin
N	Bæreevnefaktor
P	Resulterende jordtrykk

Q	Variabel last
R	Motstand
R_N	Skjærstyrke for armering/jordnagle
R_u	Porevanntrykkskoeffisient
S	Stivhet i armering
S	Avstand mellom jordnagler
T	Lasteffekt ved armert jord og jordnagling
T	Strekkstyrke
T	Uttrekkskapasitet for en jordnagle
V	Vertikal last eller kraft
V	Variasjonskoeffisient
W	Vekt
X	Materialegenskap

SMÅ BOKSTAVER

a	Adhesjon/vedheftning
a	Attraksjon
b	Bredde på pelehatt
c	Skjærstyrke
c	Senteravstand mellom pelehatter
s_u	Udrenert skjærstyrke (tilsvarer c_u i engelsk versjon)
c'	Kohesjon, effektivspenning ($c' = a \tan \phi$)
d	Deformasjon
k	Permeabilitet
n	$1/n$ skråningshelning
p	Vertikalt trykk
q	Tilleggslast eller overlagringstrykk
q_s	Uttrekkskraft for en jordnagle
r_u	Porevanntrykkskoeffisient
s	Setning
u	Porevanntrykk

GRESKE BOKSTAVER

α_i	Samvirkekoeffisient
α_i	Sensitivitetsfaktor
β	Pålitelighetsindeks
δ	Friksjonsvinkel mellom mark og konstruksjon
ϕ	Friksjonsvinkel
ϕ'	Friksjonsvinkel, effektivspenning
ρ	Mobiliserbar (dimensjonerende) friksjonsvinkel
γ	Tyngdetetthet
γ	Partsialfaktor
γ	Skjærtøyning

γ_A	Partsialfaktor for ulykkeslaster
γ_f	Partsialfaktor for last
γ_F	Partsialfaktor for last inkludert modellusikkerheter og geometriske usikkerheter
γ_G	Partsialfaktor for permanent last inkludert modellusikkerheter og geometriske usikkerheter
γ_m	Partsialfaktor for materialegenskaper
γ_M	Partsialfaktor for materialegenskaper inkludert modellusikkerheter og geometriske usikkerheter
γ_Q	Partsialfaktor for variabel last
γ_{rd}	Partsialfaktor relatert till usikkerhet i motstandsmodellen og variasjoner i geometri
γ_R	Partsialfaktor for motstand, inkludert usikkerhet i motstandsmodellen og variasjoner i geometri
γ_{Rd}	Partsialfaktor relatert till usikkerhet i motstandsmodellen
γ_{Sd}	Partsialfaktor relatert till usikkerhet i last og/eller lastmodellen
ε	Tøyning
η	Omregningsfaktor
μ	Friksjonskoeffisient
θ	Omkrets
σ	Total normalspenning
σ'	Effektiv normalspenning
τ	Skjærspenning
ξ	Reduksjonsfaktor
ξ	Økning i skjærstyrke per meter dybde
ψ_0	Koeffisient for kombinasjonsverdi for en variabel last
ψ_1	Koeffisient for hyppig forekommende verdi av en variabel last
ψ_2	Koeffisient for kvasi-permanent verdi av en variable last

INDEKSER

G	Permanent last
Q	Variabel last
a	Aktivt jordtrykk
ax	Aksial
cr	Krypningsbrudd
cs	Krypdeformasjon
d	Dimensjoneringsverdi
e	Effektiv
ext	Ekstrudering/utpressing
h	Horisontal
k	Karakteristisk verdi
o	I ro
o	Utgangstilstand
p	Passivt jordtrykk
p	Uttrekk

s	Sideskråning
s	Glidning
t	Strekk
t	Total
v	Vertikal
w	Vann

FORKORTELSER

GVst	Grunnvannsnivå
KVst	Kapillært vannivå

SYMBOLBRUK SOM AVVIKER FRA NORSK PRAKSIS

I det norske geotekniske miljøet er det vanlig å benytte følgende symboler

Totalspenning

s_u udrenert skjærfasthet, kPa mens det i den engelske utgaven er benyttet c_u

Effektivspenning

a attraksjon, kPa en verdi som motsvarer c' kohesjon i den engelske utgaven, $c' = a \tan \phi$

Dette gir mulighet til å skrive formelen for dimensjonerende skjærspenning

$$\tau = (\sigma' + a) \cdot \tan \rho$$

hvor $\tan \rho = \tan \phi / \gamma_m$
og ρ er mobiliserbar friksjonsvinkel

Her legges materialfaktoren γ_m på ϕ og ikke på a mens det i den engelske utgaven legges en materialfaktor både på ϕ og c'.

I NS-ENV 1997-1:1997/NAD er det valgt samme partsialfaktor for tan ϕ og c' hvilket betyr at partsialfaktoren for attraksjon ($a = c'/\tan \phi$) er 1,0 og ligningen for τ kan benyttes i den form som er vist ovenfor.

Formelverket vist i den engelske utgaven er beholdt, men norske betegnelser er vist i tillegg for enkelte formler der dette er relevant. Regneeksemplene i vedleggene er vist som det fremgår av den engelske utgaven med formelverk, materialegenskaper og partsialfaktorer.

2. MATERIALER OG MATERIALPRØVING

Dette kapitlet er basert på informasjon i utkast til europeisk standard for armert jord (prEN 14475) og jordnagling (prEN 14490). Tilleggsinformasjon fra andre standarder og håndbøker er også inkludert (for eksempel British standard, Clouterre, FHWA). Avsnitt med innrykk markerer at dette er et sitat.

2.1 ARMERT FYLLING

Armert fylling omfatter i bred forstand en hel rekke konstruksjonsprinsipper som har følgende komponenter:

- armeringsmateriale
- fyllingsmateriale, og hvis nødvendig
- et frontsystem

Armeringen legges inn i fyllingen for å forbedre dens virkemåte og for dermed å sikre stabiliteten til den armerte konstruksjonen.

Alle materialer må spesifiseres i prosjekteringsbeskrivelsen og materialparametrene bestemmes i henhold til de relevante europeiske standarder. Disse må tilfredstille kravene i EUs Byggevaredirektiv 89/106/EEC. Flere armeringssystemer er kommersielt tilgjengelige og markedsføres i tilbudspakker som omfatter prosjektering og spesifikasjoner for alle typer materialer som er nødvendig for oppføring av konstruksjonen.

2.1.1 Armeringsprodukter

2.1.1.1 Generelt

Armeringselementer skal tilføre strekkstyrke til fyllingsmaterialet og består vanligvis av følgende materialer eller kombinasjoner av disse:

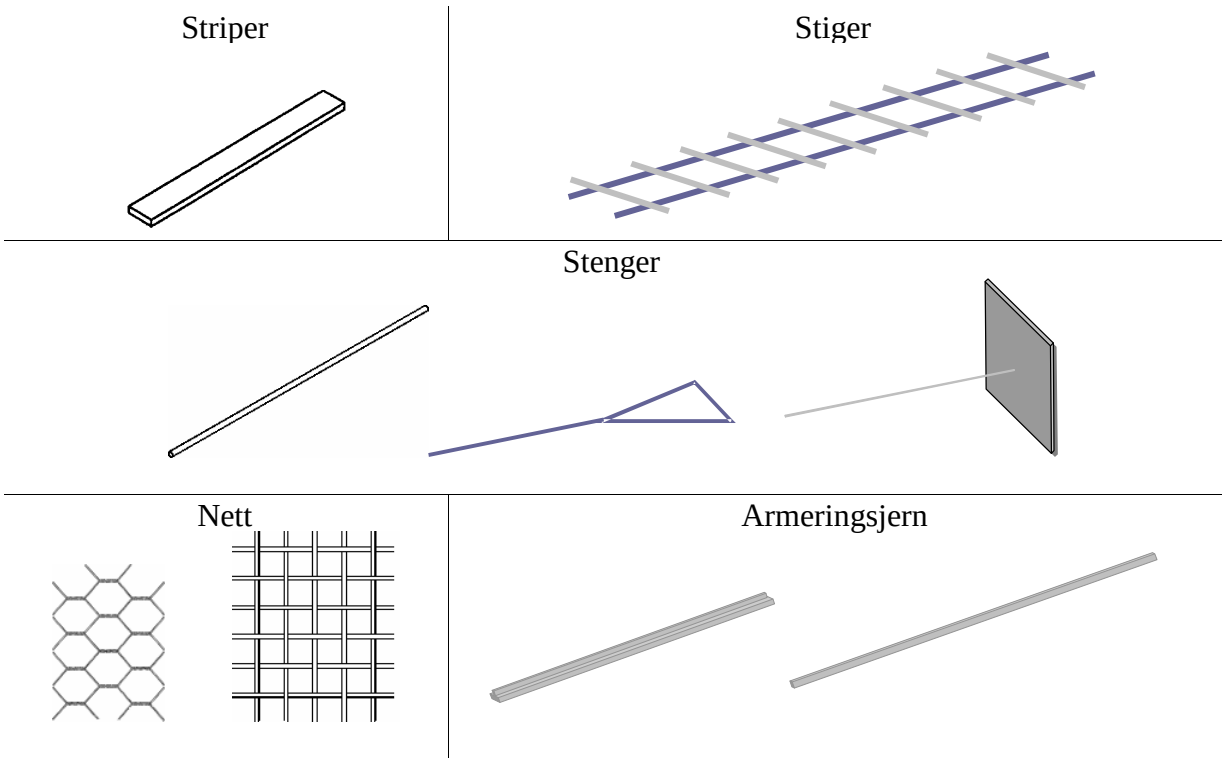
- stål
- polymerer
- glassfiber

Andre armeringsmaterialer kan også anvendes. Armeringselementene kontrollerer langtidsstabiliteten for konstruksjonen og armeringens egnethet og varighet må derfor bedømmes ut fra forsøk, erfaring eller prøvedata. Det må verifiseres at spesifiserte egenskaper for armeringselementene er gyldige for hele den armerte konstruksjonens levetid.

2.1.1.2 Stålarmering

For stålarmering vil konstruksjonens levetid avhenge av armeringselementenes korrosjonsmotstand som igjen er avhengig av armeringens geometri, ståltype og form for korrosjonsbeskyttelse. Mye anvendt er rette stålstenger, striper, stiger, armeringsjern og armeringsnett, vevde trådnett og sveisede nett.

Nesten all stålarmering er laget av bestandige ståltyper som sikrer relativt jevne korrosjonsforhold med forutsigbar korrosjonshastighet i moderat aggressive miljøer. Stålarmeringselementer kan påføres beskyttende belegg (f.eks. varmbadsgalvanisering i henhold til EN ISO 1461, med minimum beleggtykkelse på 70 µm) for å dempe virkningen av elektrokjemisk korrosjon. Sinkaluminiumsbelegg kan påføres armeringsstriper av stål i spesielt aggressive miljøer (type Zn85A115/70, med 70 µm beleggtykkelse i henhold til kravene i ISO 22063). Polymerbelegg gir noe korrosjonsbeskyttelse men er sårbare for skader i anleggfasen noe som kan redusere beskyttelseseffekten.



Figur 2.1 Stålarmering (fra prEN 14475)

Andre metaller slik som rustfritt stål og aluminiumslegeringer må ikke anvendes i permanente armerte jordkonstruksjoner uten at langtids korrosjonsmotstanden kan garanteres.

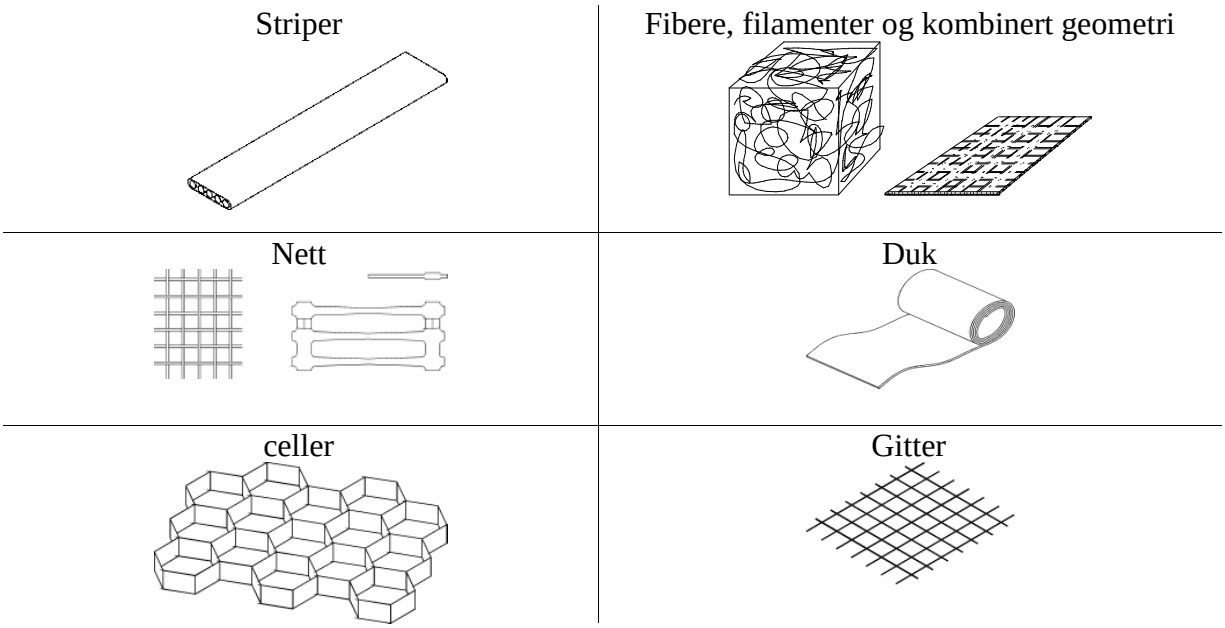
Stållegeringer i henhold til EN 10025 (varmrullede produkter av ulegert bygningsstål), eller EN 10013 (varmrullede produkter av sveisbart, finkornet bygningsstål – tekniske leveringsbestemmelser (del 1-3)) og egnet for galvanisering (f.eks. S235, S275, S355, S420 eller S460) anbefales for bruk som stripearmering.

Kaldtrukket ståltråd i samsvar med EN 10080 eller varmrullet stål i henhold til EN 10025 og EN 10113, og sveiset sammen til det ønskede armeringsprodukt i henhold til EN 10080 anbefales for bruk i sveisede armeringsnett, gitter eller stiger. Stenger eller staver laget av kaldtrukket ståltråd skal være i overensstemmelse med EN 10138 og for varmrullet stål i henhold til EN 10025 og EN 10113. Muttere og bolter som anvendes for sammenføyning av stålarmering skal overholde kravene i ISO 898-1.

For vevde ståltrådnett av kaldtrukket stål gjelder henholdsvis EN 10218 og EN 10223/3. Varmdyppede belegg på ståltråd for vevde nett skal overholde kravene i henhold til EN 10244 og EN 10245 for ekstrudert organisk belegg.

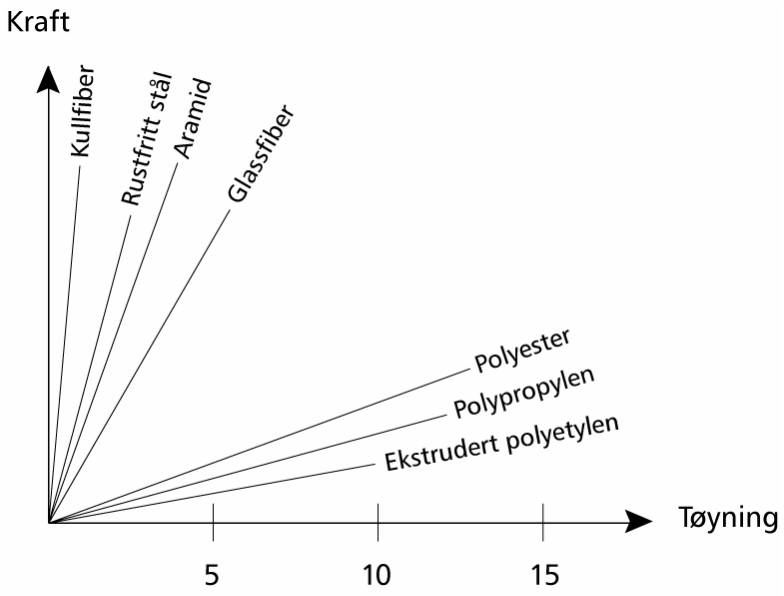
2.1.1.3 Armering av geosynteter

De mest benyttede polymerene er polyestere og polyolefiner. Geosyntetiske armeringsprodukter lages i form av striper (endimensjonal), nett eller duk (todimensjonal) eller med celle/bikube strukturer (tredimensjonal), eller fibrer og filamenter (se figur 2.2). Polymer striper installeres med angitt horisontal og vertikal avstand mens nett eller duker vanligvis legges i full bredde innen armeringsområdet med gitt vertikal avstand.



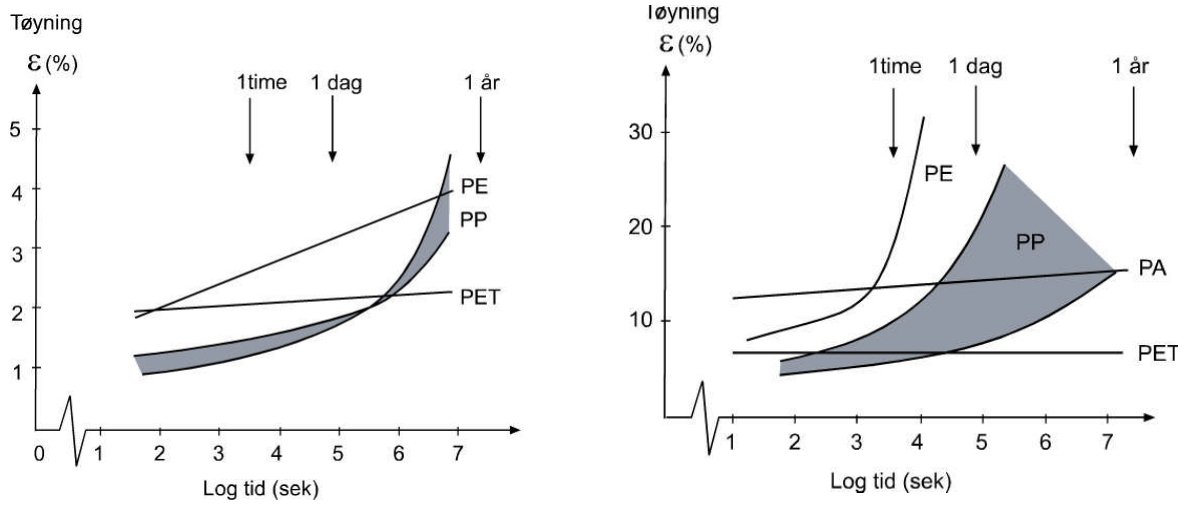
Figur 2.2 Polymerarmering (fra prEN14475)

Materialenes last-deformasjonsegenskaper er meget viktige forhold som det må tas hensyn til ved bruk av geosyntetiske armeringsprodukter, se figur 2.3.



Figur 2.3 Typisk kraft-deformasjonsegenskaper for geosyntetiske armeringsprodukter

Krypeffekten er også viktig og spesielt de store forskjellene i krypeffekter mellom de ulike polymerene, se figur 2.4. Figuren viser at både polyetylen, polypropylen og polyester kan anvendes ved 20 % belastning hvis kryptøyningen i armeringen er akseptabel for en gitt konstruksjon. Egenskapene endres dramatisk både for polyetylen og polypropylen ved laster på 60 % av bruddlast og ved disse belastningsnivåene er materialene ikke egnet for bruk da det vil oppstå brudd. Disse polymerene kan likevel anvendes ved mindre belastninger eller hvis kryptester for et gitt produkt er utført for å finne største belastningsnivå hvor tøyningen fortsatt er akseptabel. De viktige spørsmålene ved valg av armeringsmateriale er lastkapasitet og tøyningsegenskaper over tid.



a) kryptøyning ved 20 % belastning b) kryptøyning ved 60 % belastning

Figur 2.4 Krypeffekter for ulike armeringsmaterialer (den Hoedt, 1986, PE-Polyetylen, PP-Polypropylen, PET-Polyester, PA-Polyamid).

Nødvendige parametere som må bestemmes for geosyntetisk armering er vurdert i EN 13251 med tanke på CE-merking. CE-merket og tilhørende dokumentasjon gir sertifiserte verdier (95 % konfidens grense) for f.eks. strekkstyrke og last-deformasjonsegenskaper. I henhold til denne standarden så skal sertifiserte verdier vedrørende levetid og økologiske forhold for den armerte jordkonstruksjonen baseres på kryp under strekk (og strekkbrudd) som gitt i EN ISO 13431, for skader påført under anlegg som gitt i ISO 10722-1 og samvirke mellom fylling og armering som gitt i EN ISO 12957-1.

Forhold vedrørende varighet (biologiske eller kjemiske angrep) skal bestemmes i henhold til EN 12225, EN 14030, EN 12447 og EN 13438 og motstand mot forvitring i henhold til ENV 12224.

HOLDBARHETSKRITERIER FOR GEOSYNTETER

Geosynteter kan fungere i midlertidige konstruksjoner eller de kan bidra temporært inntil konsolidering av undergrunnsmaterialene er oppnådd. Langtidsbruk utgjør imidlertid hovedanvendelsen og derfor er bestandighet et viktig krav og sertifiserte verdier må oppgis for egenskaper som vist nedenfor.

- **Motstand mot forvitring (EN 12224: 2000)**
  Produkter som utildekket eksponeres for lys og produkter som blir liggende uten overdekning av jord i noen tid skal undersøkes gjennom forsøk med kunstig forvitring. Forsøket akselereres ved å utsette materialet for UV-lys bestråling med gitt strålespektrum og regnvann med økt temperatur. Etter forsøket bestemmes tap av strekkstyrke (i %) i forhold til opprinnelig strekkstyrke.

- **Motstand mot mikrobiologisk nedbrytning (EN 12225: 2000)**
  Sopp og bakterier som lever i jord kan angripe polymeriske materialer benyttet som geosynteter. I forsøket dekkes produktet av biologisk aktiv jord og etter en tid bestemmes gjenværende materialstyrke.

- **Motstand mot syrer og basiske vesker (sorteringsforsøk) (EN 14030: 2001)**
  Av mulige kjemiske angrepsformer så ble to valgt for akselererte sorteringsforsøk for å vurdere motstand mot hydrolyse for polyestere og motstand mot termisk oksidasjon for polyolefiner. Resultatet av forsøkene gir en indikasjon på virkninger i syreholdige og basiske miljøer, men er ikke egnet til å bestemme langtidsvirkningene på produktene.

- **Motstand mot hydrolyse (EN 12447: 2001)**
  Hydrolyse av polyestere er den motsatte virkning av krystalliseringsprosesser og betyr at vannmolekyler eller deler av disse knyttes til polyestermolekylene. Ekstern hydrolyse ved basiske angrep forekommer også ved lave temperaturer, intern hydrolyse i nøytrale miljøer er relevant ved høye temperaturer. Ved forsøkene er produkter holdt nedsenket i vesker for inntil 90 dager hvoretter gjenværende styrke- og deformasjonsegenskaper er målt.

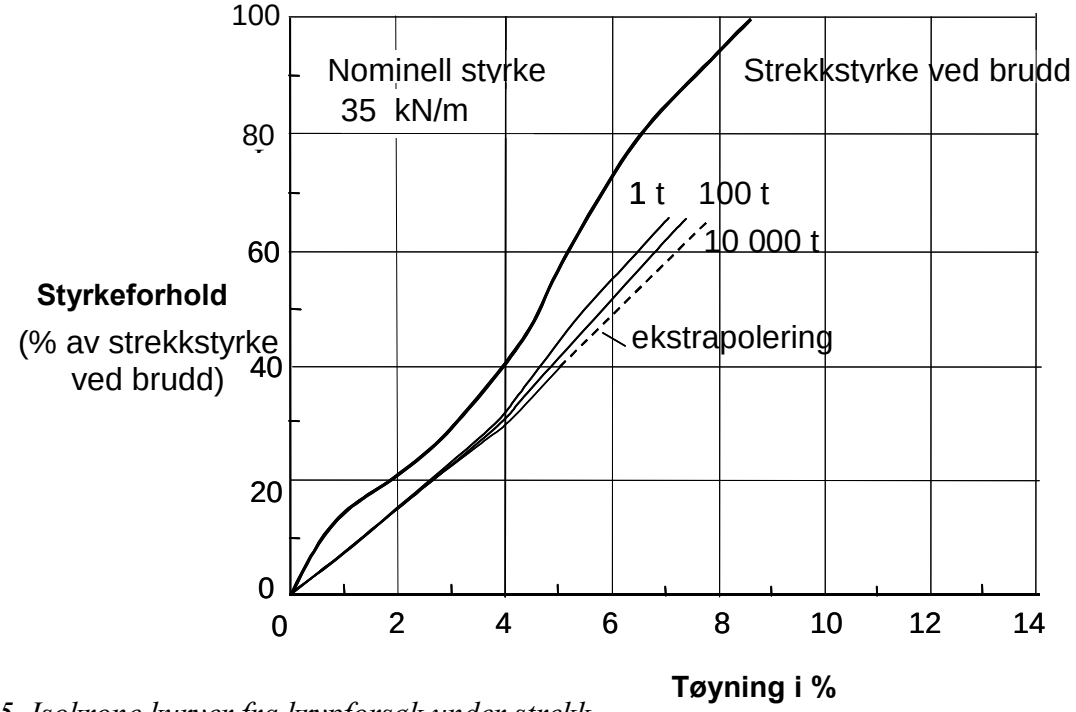
- **Motstand mot termisk oksidasjon (ENV ISO 13438: 2002)**
  Surstoffmolekyler kan knyttes til polyetylen- og polypropylenmolekyler og dermed øke polymerens sprøhet. Stabiliserende tilsetninger og redusert tilgang på surstoff i jord vil forsinke oksidasjonsprosessen. I forsøkene er produktene utsatt for akselerert termisk oksidasjon og etter forsøket bestemmes gjenværende styrke. Reststyrken bør være større enn 50 % av strekkstyrken for referansematerialet.

2.1.1.4 Krypforsøk under strekk

Krypforsøk med strekkrefter gir informasjon om tidsavhengig deformasjon under konstant last. Som belastning under krypforsøk anvendes vanligvis loddvekter.

Krypforsøk til brudd angir tidsforløp inntil brudd oppstår ved konstant last. Deformasjonsmålinger er ikke nødvendig ved krypforsøk til brudd. EN ISO krypforsøk krever at målingene forgår over 1000 timer. For ekstrapolering til langtidsverdier (30, 60 120 år) for krypforsøk til brudd kreves forsøkperioder på mer enn 10 000 timer. Resultatene plottes med kryp som en lineær deformasjon mot tiden i log skala. For krypkurver ved forskjellige spenningsnivåer kan isokrone spennings/deformasjonskurver utledes for beregning av konstruksjonens deformasjoner ved en gitt tid. Typiske kurver er vist i figur 2.5.

Krypoppførselen til geosynteter avhenger i hovedsak av type polymer som er benyttet og hvorledes utgangsmaterialet (garn, bånd) er behandlet termomekanisk.



Figur 2.5 Isokrone kurver fra krypforsøk under strekk

2.1.1.5 Reduksjonsfaktorer anvendt på mekaniske korttidsparametere

Tillatt strekkraft i armeringen per enhetsbredde avhenger vanligvis av type konstruksjon og sikkerhetskrav, spenningsnivået armeringen utsettes for, anleggtekniske forhold og miljømessige forhold. På dette grunnlag deles bruddstyrkeparametere bestemt ved korttidsforsøk med flere materialfaktorer. Disse er ment å skulle ta hensyn til potensielt kryp, anleggskader og aldring.

I henhold til redegjørelsene i Kapittel 3 skal følgende faktorer anvendes som vist i tabell 2.1 og 2.3. Vær imidlertid oppmerksom på at det alltid er å foretrekke hvis langtidsobservasjoner fra forsøk er tilgjengelig noe som betyr at høyere verdier kan anvendes.

Tabell 2.1 Omregningsfaktorer for armering av geosynteter

Omregningsparameter relatert til materialforhold	Omregningsfaktor
Faktor for kryp (avhengig av levetid)	η_1
Anleggskader	η_2
Biologisk og kjemisk forvitring	η_3

Tabell 2.2 Eksempler på omregningsfaktor η_1[1] som tar hensyn til langtidsegenskaper basert på resultater fra korttidsforsøk (Vägverket rapport 1992:10, Statens vegvesen håndbok 016)

Råmaterialer	Omregningsfaktor η_1
Stål	0,8
Polyester (PETP)	0,4
Polypropylen (PP)	0,2
Polyamid (PA)	0,35
Polyetylen (PE)	0,2

Tabell 2.3 Eksempler på materialfaktor og tilhørende omregningsfaktor η_2 for anleggskader avhengig av type fyllingsmaterialer i kontakt med armeringen (Vägverket rapport 1992:10, Statens vegvesen håndbok 016) [1,2]

	Leire/silt[3]	Sand	Grus (naturlig)	Grus (knust)	Sprengstein
Materialfaktor: F	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
Omregningsfaktor: η_2=1/F	0,91	0,83	0,77	0,72	0,67

[1] η_1 er 1/F ved sammenligning med Vägverkets rapport 1992:10 og Statens vegvesen, håndbok 016.
[2] Hvis mulig er det å foretrekke at det utføres forsøk istedenfor å benytte verdier i tabellen.
[3] Verdier for leire/silt er hentet fra Vägverket rapport 1992:10 og Statens vegvesen, håndbok 016.

Erfaringer viser at høyere verdier enn de som er vist i tabell 2.3 må velges for F. I henhold til FWHA publikasjon NHI-00-043 vil verdien av materialfaktoren F variere mellom 1,2 - 3,0 for fyllingsmaterialer med maksimal kornstørrelse 100 mm og d_{50} = 30 mm. For fyllingsmaterialer med maksimal kornstørrelse 20 mm og d_{50} < 0,7 mm så vil F ligge i området 1,1 - 2,0. For kritiske konstruksjoner anbefales det å utføre forsøk.

Materialfaktoren for biologisk og kjemisk forvitring, F_{env} vil i henhold til det svenske Vägverket, publikasjon 1992:10 antas å være 1,1 så lenge pH-verdien varierer i området mellom 4 og 9 noe som gir en omregningsfaktor η_3 = 0,91.

2.1.1.6 Samvirkefaktor for friksjon mellom jord og armering

For samvirkefaktor for friksjon mellom jord og armering kan følgende verdier anvendes i henhold til Vägverket, publikasjon 1992:10 og håndbok 016 utgitt av Statens vegvesen i Norge.

Tabell 2.4 Verdier av samvirkefaktor for friksjon mellom jord og armering, α, avhengig av jordart

Type armering	Jordart[4]				
	Leire/silt	Sand	Naturgrus	Knust grus	Sprengstein
Nett, gitter	0,8	0,9	0,95	1,0	1,0
Duk	0,7	0,7	0,7	0,8	0,8

2.1.1.7 Verdier for partsialfaktorer relatert til uttrekk av armering og glidning

Partsialfaktor for uttrekksmotstand γ_p er i henhold til britisk standard 1,3. Den britiske standarden er imidlertid basert på prinsippet med total sikkerhet og en lavere verdi vil kunne anvendes når som i dette tilfellet det anvendes partielle faktorer ikke bare i forbindelse med uttrekk, men også for fyllingsmaterialets friksjonsvinkel.

Partsialfaktoren for glidningsmotstand γ_s er også 1,3 i henhold til samme britiske standard. Med de samme argumenter som nevnt ovenfor for uttrekksfaktoren, vil det også kunne anvendes en lavere verdi i dette tilfellet.

2.1.2 Fyllingsmaterialer

Valgte fyllingsmaterialer består vanligvis av naturlige eller bearbeidede materialer som kan komprimeres. Armerte fyllinger gir også muligheter til å benytte mindreverdige jordarter eller gjenbruksmaterialer. Denne fordelen kan gi betydelige innsparinger i transport og anleggkostnader. Rene kohesjonsmaterialer blir vanligvis ikke akseptert i armerte fyllinger i varig bruk på grunn av lav spenningsoverføring mellom jorda og armeringen og på grunn av kohesjonsmaterialenes frostømfintlighet.

Krav til fyllingsmaterialets kvalitet er styrt av de krav som settes til den armerte konstruksjonen slik som bæreevne, type og størrelse av påført last, tillatte deformasjoner,

[4] Fyllmasser med d_{50} < 1,5 ganger maskevidden i et geonet bør anvendes

frostbestandighet og drenasjeforhold. Hvis vannsig og infiltrasjon av vann ikke kan dreneres vekk på annen måte må fyllingsmaterialet være selvdrenerende og motstå gjennomstrømning og nedbryting.

2.1.2.1 Friksjon og kohesjon

De mekaniske egenskapene til det valgte fyllingsmaterialet er vanligvis beskrevet i form av intern friksjon og kohesjon (eller attraksjon). Disse jordparametrene skal være representative for de forhold materialet brukes under (f.eks. densitet, vanninnhold, spenningsnivå) og bestemt for de svakeste materialene. For selvdrenerende og grovkornige materialer kan relevante parametere bestemmes ut fra tidligere erfaringer eller bestemmes på grunnlag av siktekurver.

2.1.2.2 Interaksjon mellom fylling og armering

Armeringsmaterialene virker på fyllingsmaterialene i henhold til to forskjellige prinsipper som er friksjon og låsing. Rette armeringselementer som staver, striper og armeringsstenger og også plane duker virker på basis av friksjon mellom materialene. Gitter og nett samt bikubestrukturer virker også ved låsevirkning mellom armering og friksjonsmaterialer.

Parametere som beskriver interaksjonen med armeringen kan baseres på relevante forsøkprosedyrer, f.eks. skjærboks eller uttrekksforsøk, men kan også anslås ut fra tidligere erfaringer.

2.1.2.3 Egnethet (faktorer som påvirker valg av materialer)

Fyllingsmaterialers egnethet for armert jord fyllinger avhenger av faktorer som bearbeidelighet, miljømessige forhold, lagtykkelser ved utlegging, tildekningsmetode, vegetasjonsdekke, drenasjeforhold, aggressivitet, kraftoverføring, intern friksjon og kohesjon og frostbestandighet.

2.1.2.4 Bearbeidbarhet

Valgte materialer skal være egnet for de klimatiske forhold under hvilke fyllingen vil bli etablert så vel som for tilgjengelig komprimeringsutstyr og prosedyrer samt lokal praksis og erfaring. Fyllingsmaterialer er vanligvis beskrevet med parametere oppnådd ved forsøk som bestemmelse av vanninnhold, modifisert (eller standard) Proctor, trykkstyrke og korngradering.

Bearbeidbarheten skal være slik at materialene kan legges ut og komprimeres slik at egenskaper som kreves i byggeplanene oppnås, vanligvis 95 % av modifisert Proctor densitet ved optimalt vanninnhold. Fyllingsmaterialene skal ikke inneholde snø eller is. Frostømfintlige materialer skal ikke legges ut under vinterforhold.

Fyllingsmaterialer som tilføres tilsetningsstoffer for å forbedre bearbeidbarheten, f.eks. kalk eller sement, skal vurderes med hensyn til forenelighet med armeringslagene i fyllingen, kjemisk bestandighet og miljømessige begrensninger.

2.1.2.5 Tildekningsmetoder

Frontkledninger for armerte jordkonstruksjoner har spesielle toleranser i forhold til komprimeringsrelaterte ettersetninger og deformasjoner av frontkledningen. Riktig valg av fyllingsmaterialer og tilstrekkelig komprimering er avgjørende for å holde bevegelsene innen gitte toleransegrenser.

Bestandighet av både frontkledningen og armeringselementene er viktig sett i relasjon til typiske levetider på 50 til 100 år som forventes av armerte fyllinger. Nødvendig bestandighet i relasjon til fryse/tine og våt/tørr vekslinger av f.eks. en blokk-kledning oppnås ved å anvende riktig sement og tilsetningsstoffer i produksjonsprosessen.

2.1.2.6 Vegetasjonsdekke

Plantedekke som frontkledning krever fyllingsmaterialer som er egnet for planter i fronten av konstruksjonen.

2.1.2.7 Miljømessige og estetiske forhold

Armerte jordkonstruksjoner kan tolerere deformasjoner og setninger til en viss grad. Større deformasjoner og setninger kan ikke aksepteres ved f.eks. brulandkar, støttemurer for veger, jernbaner og bygninger hvor murene har stiv eller mellomstiv frontkledning eller kledning med blokker. Hvis ettersetninger er kritiske ut fra et miljømessig eller estetisk synspunkt så bør lett komprimerbare materialer med lav kompressibilitet velges.

Finkornige jordarter og nedbrytbare materialer må ikke benyttes uten at styrke og langtidsegenskaper bestemmes ved laboratorieforsøk eller annen prøving som bekrefter at materialene er egnet. I områder av den armerte konstruksjonen som kan være utsatt for frostinntrengning, skal finkornede, ikke frostsikre materialer ikke anvendes uten at det installeres frostsikring.

Selvdrenerende materialer skal anvendes i tilfeller hvor mulig flom, varierende vannstand og tilfeldig tilgang av overflatevann mot fyllingen kan forekomme. Effektiv kornstørrelse (D_{10}) kan benyttes for å anslå permeabiliteten i kohesjonsfattige fyllingsmaterialer.

2.1.2.8 Lagtykkelser og maksimal kornstørrelse

Lagtykkelsen av utlagt løst materiale bør ikke overstige 300 mm og største kornstørrelse bør være mindre enn ⅔ av den komprimerte lagtykkelsen. Faktorer som begrenser maksimum kornstørrelse er mulig anleggskade på armeringselementene og kravet til lett komprimeringsutstyr og tynnere lagtykkelse nær frontkledningen. Både lagtykkelsen og største kornstørrelse avhenger også av avstanden mellom armeringslagene og av type og størrelse av enhetene i frontkledningen.

2.1.2.9 Aggressiviteten av fyllingen

Relevante egenskaper som indikerer potensiell aggressivitet fra fyllingsmaterialet eller fra naturlig avsatte løsmasser nær den armerte fyllingssonen er: PH-verdi, Redox potensialet,

elektrisk resistivitet, saltinnhold inkludert sulfater, sulfider og klorider. Data som viser elektrokjemiske, kjemiske og biologiske egenskaper for det valgte fyllingsmaterialet vil være til hjelp ved valg av bestandige armeringselementer og nødvendige beskyttelsestiltak. Langtidsegenskaper kan bedømmes ut fra tidligere erfaringer som etablerer korrelasjoner mellom relevante jordegenskaper og mekaniske langtidsegenskaper for armeringen.

Knuste, skarpkantede korn i fyllingsmaterialet kan betraktes som mekanisk aggressive i forhold til armering og frontkledning. Faren for mekanisk skade på armeringen eller beskyttende belegg på armeringen forårsaket av det valgte fyllingsmaterialet under byggingen kan bedømmes ut fra tidligere erfaringer eller ut fra spesifikke feltforsøk. For stålarmering med polymerbelegg mot korrosjon anbefales reduserte kornstørrelser i fyllingen (f.eks. < 20 mm, avrundede korn).

2.1.2.10 Frostbestandighet

Ikke frostbestandige materiale må ikke anvendes i områder av fyllingen der frostinntrengning og telehiv kan forårsake skade på armeringselementene, f.eks. bak frontkledningen og i fundamentnivå. Fyllingsmaterialene kan beskyttes med lag av frostisoleringsmaterialer.

2.1.3 Drenering

2.1.3.1 Dreneringsegenskaper

Når drenerende geosynteter anvendes, må drenerings- og friksjonsegenskapene til geosyntetproduktet være forenelig med det valgte fyllingsmaterialet. Hvis finkornige materialer (silt, leire) tillates i den armerte fyllingssonen, må mulige vanntrykk unngås ved å sørge for tilstrekkelig drenering i sonen bak eller under det armerte jordvolumet. Riktig filter og drenasjekontroll er kritisk og enhver infiltrasjon av overflatevann inn i den armerte fyllingen må forhindres.

2.1.4 Frontkledning

2.1.4.1 Generelt

Frontkledningen utgjør den synlige del av den fullførte armerte konstruksjonen og er således et viktig estetisk element. Fronten beskytter konstruksjonen mot erosjon og utvasking av partikler og gir i tillegg til dekning også drenasjeveger foruten å muliggjøre en kopling til armeringselementene. Et vidt spekter av materialer og konfigurasjoner med et uttall armeringselementer er tilgjengelige i markedet. Valg av frontkledning influerer strekt på deformasjonsegenskapene til den ferdige konstruksjonen.

Frontkledninger som inkluderer forbindelser mellom kledning og armering og mulige sammenføyningsmaterialer må utformes slik at de kan monteres innen gitte toleranser både vertikalt og horisontalt og fungere innen gitte deformasjonstoleranser og uten at skader oppstår i løpet av levetiden. Systemets funksjonalitet bør bekreftes ved sammenlignbar erfaring.

Kun slike kledninger skal anvendes hvor materialkomponentenes bestandighet, vedlikeholdsmulighetene og systemets egnethet er bekreftet gjennom erfaringer fra sammenlignbare forhold eller ved forsøk.

Funksjonen og levetiden for et beplantet frontsystem avhenger i tillegg til tekniske forhold også av de klimatiske og biologiske forhold ved fyllingen. Grønne planter har spesielle krav når det gjelder fyllingsmateriale ved fronten slik som vanninnhold og innhold av organisk materiale. Røtter og planter kan ha skadelig effekt på en armert jordfylling.

2.1.4.2 Prefabrikkerte betongelementer

Prefabrikkerte frontpaneler av betong har vanligvis en minimumstykkelse på 140 mm, strekkarmering og et system for å forbinde armeringen til panelet og skjærbolter for å binde nabopaneler sammen. For å oppnå nødvendige monteringstoleranser og bestandighet må panelene være utformet i henhold til ENV 206 og ENV 1992 og være uten sprekker eller andre defekter i alle stadier av byggeprosessen. Både materialkvalitet og produksjonstoleransene er av stor betydning for å oppnå gitte monteringstoleranser og dermed holdbarheten av frontkledningen.

Systemblokker av betong er vanligvis mindre i størrelse og produsert spesielt for armert jord applikasjoner. Betongen som anvendes i slike blokker skal være i henhold til ENV 206. På samme måte som for frontpanelene så er blokkene utstyrt med systemer for sammenbinding med armeringen og mellom blokkene. Vanligvis benyttes ikke mørtel eller annen form for fyllmasse mellom blokkene

2.1.4.3 Frontsystemer av stål

Materialer som benyttes i frontsystemer av metall må være slik at ikke økt korrosjon oppstår på grunn av elektrolytiske effekter forårsaket av kontakt mellom ulike metaller.

Frontsystemer produsert av karbonstålnett eller gitter kan enten være varmgalvanisert med et minimum gjennomsnittlig belegg på 70 μm eller hvis sinkbelegg ikke er benyttet, ha tilstrekkelig korrosjonsmonn. Ståldimensjoner som sikrer tilstrekkelig korrosjonsmonn må anvendes og tilgang på fuktighet på ståloverflaten må hindres i sammenføyningene. Både fronten og sammenføyningene må utformes slik at stabiliteten av den armerte jordkonstruksjonen ikke vil bli skadet i tilfelle brann.

2.1.4.4 Frontsystemer av geosynteter

Forskjellige typer geosyntetarmering er brettet opp og rundt jordmassene og danner dermed en form for kurv for den armerte konstruksjonen. Geosyntetiske materialer er imidlertid ømfintlige for skade under installasjon, nedbrytning fra ultrafiolett stråling, vandalisme og for skade på grunn av brann hvis ikke beskyttet av sprøytebetong, betong- eller trepaneler eller beplantning. Alle geosyntetiske materialer som anvendes med oppbretting i fronten eller som gabionkurver skal samsvare med bestemmelsene i prEN 13251. For konstruksjoner hvor faren for brann er stor skal geosyntetiske frontløsninger bare benyttes med beskyttelse.

2.1.4.5 Normative referanser – sammendrag

Frontsystemer skal tilfredstille bestemmelser gitt i relevante europeiske standarder vist i tabell 2.5

Tabell 2.5 Relevante standarder for krav til frontsystemer (fra prEN 14475)

KRAV	Frontsystemer					
	Betong panel	Betong blokker	Sveiset stålnett	Vevet stålnett, gabioner	Semi-eliptisk stålfront	Opp-brettet front
Betongkvalitet	ENV 206	ENV 206				
Stålarmering (i panel)	ENV 10080 ENV 1992-1-1			EN 10223 del 3		
Dimensjons toleranser	X[5]	X[5]				
Trykkstyrke ved installasjon	X[5]	X[5]				
Overflate-kvalitet	X[5]	X[5]				X[5]
Stålkvalitet			EN 10079/ EN 10080	EN 10218 del 1&2	EN 10025	X[5]
Kvalitet på galvanisering			EN ISO 1461	EN 10244,1&2 EN 10245,1&2	ISO 1461	

[5] Krav er nødvendig men ingen relevant standard foreligger.

2.1.5 Materialprøving

ARMERING AV GEOSYNTETER

Tabell 2.6 Materialparametere som er nødvendig for bruk av geosynteter som armering. Prøving skal utføres i henhold til relevante standarder

Parameter	Forklaring	Standard
Spenning/deformasjon	Vanligvis basert på korttidsstyrken til materialet.	EN ISO 10319
Krypparametere	Relatert til konstruksjonens levetid.	EN ISO 13431 [6]
Produksjon	Relatert til produksjonsforhold og erfaring med produktet.	CE merket
Mekanisk skade i byggeperioden	Relatert til kornstørrelse og kornform ved utlegging og komprimering.	ENV ISO 10722 [7]
Kjemisk og biologisk påvirkning	Relatert til miljømessige forhold som kan påvirke produktets egenskaper.	EN 12224, EN 12225, EN 140030, EN 12447, ENV ISO 13438 [8]

STÅLARMERING

Følgende materialparametere må være kjent ved bruk av stålarmering:

- Spenning/deformasjonsparametere
- Kjemisk og biologisk motstand (Relatert til miljømessige effekter som kan påvirke produktets egenskaper)
- Korrosjon
- Samvirkekoeffisient (Definert som samvirkefaktor mellom jord/fylling og armeringen. Se tabell 2.4)

Materialprøving skal utføres i henhold til relevante standarder.

2.2 JORDNAGLING

2.2.1 *Hovedelementer*

Ved jordnagling benyttes følgende elementer:

- Armeringselementer – jordnagler
- Naturlige løsmasser
- Frontløsninger
- Drenering

[6] For ekstrapolering av krypbrudd til langtidsforhold (> 25 år) er en forsøktid på mer enn 10 000 timer nødvendig
[7] Det finnes også andre feltforsøk som kan gi egnede verdier for prosjekteringsformål
[8] Prøvemetodene er kort beskrevet i kapittel 2.1.5

Materialegenskaper og prøving av disse vil bli gjennomgått i de etterfølgende kapitler.

2.2.2 Armeringselementer

2.2.2.1 Forskjellige armeringstyper

Armering ved bruk av jordnagle kan deles opp i to forskjellige grupper; rammede nagler og gysede nagler. Hovedforskjellen er installasjonsteknikken (direkte ramming eller boring) og hvorvidt gysingsmassen inngår som en del av armeringen. Forskjellen i installasjonsteknikk er beskrevet i kapittel 7.

Rammede nagler drives direkte inn i løsmassene og består vanligvis av stålarmeringselementer av ulike typer og dimensjoner, f.eks. hel stang, hul stang eller vinkeljern. Skjøter og koplinger kan anvendes for lange, rammede nagler.

Som navnet indikerer består gyste nagler av et armeringselement og gysningsmasse. Som for rammede nagler kan skjøter og koplinger anvendes for lange nagler.

2.2.2.2 Materialegenskaper for armeringselementet

I denne håndboken er bare stål anvendt som armeringsmateriale omtalt. Andre materialer kan benyttes og relevante krav må i tilfelle anvendes.

Avhengig av ståltype må kravene i følgende standarder følges i henhold til prEN 14490.

- EN 10080 for stålstenger med helt tverrsnitt
- EN 10210 eller EN 10219 for hule stenger
- EN 10025 eller EN 10113 for varmvalsede stålprodukter
- EN 10138 for kaldvalsede stålprodukter

> Hvis ombruk av armeringselementer eller produkter anvendes skal disse i så fall være i overensstemmelse med krav relatert til type, dimensjon, toleranser, kvalitet og ståltype som er gitt i dimensjoneringsforutsetningene og være uten skade, nedbrytende elementer eller korrosjon som kan påvirke styrke og varighet. (Sitat fra prEN 14490).

Krav til armeringens egenskaper må gjelde for hele levetiden av konstruksjonen. Som en konsekvens kan det være nødvendig å anvende komplementær beskyttelse. En rekke ulike beskyttelsesmetoder finnes. Det enkleste systemet baseres på bruk av korrosjonsmonn i tilstrekkelig omfang og for mer utsatte forhold kan det være aktuelt med doble beskyttelsessystemer. I henhold til det fremtidige europeiske byggedirektiv så kan f.eks. varmgalvanisert belegg og påsprøytet sinkaluminiumslegering anvendes og må da oppfylle bestemmelsene i følgende standarder.

- EN ISO 1461 – galvanisering, varmgalvanisert belegg
- EN 22063 – termisk påsprøytet sinkaluminiumslegering

Avsnitt 2.2.6 gir forslag til hvordan nødvendig korrosjonsbeskyttelse kan velges basert på kjente jordartsparametere og konsekvenser ved brudd.

Karakteristiske verdier for strekkstyrke i armeringselementene bestemmes i henhold til europeisk standard som 2 prosent fraktilen for stålet. I henhold til den samme standarden anvendes partsialfaktorer for å bestemme dimensjonerende strekkstyrke for armeringselementet. Partsialfaktoren γ_m = 1,0 – 1,1 kan anvendes for strekk i stål. Skjærmotstanden bestemmes på tilsvarende måte.

Som en tommelregel kan følgende forhold vurderes ved valg av armeringstype:

- Valg av seig stålkvalitet er å foretrekke.
- Stål med høy styrke har vanligvis et større korrosjonspotensiale og gir vanligvis sprøe brudd.
- Hvis gysing anvendes bør et riflet eller profilert tverrsnitt foretrekkes siden dette vil øke bindingen mellom stålenheten og gysingsmassen.

For dimensjoneringen må følgende parametere for jordnaglen være kjent:

- Tverrsnittsarealet (m^2)
- Diameter (m)
- Strekkstyrke, og flytespenning (kPa)
- Bruddeformasjon (%)

2.2.2.3 Materialegenskaper for skjøter og koplinger

Som en generell regel så må skjøter og koplinger tilfredstille de samme krav som jordnaglen, og dermed ha samme strekkstyrke, mekaniske egenskaper og varighet. Beskyttelsessystemet for jordnaglen og sammenkoplingen må også være forenelig. Skjøtesystemene vil i utgangspunktet utgjøre et svakt ledd og dette må vurderes i prosjekteringsfasen.

2.2.2.4 Materialegenskaper for gysingsmassen

I henhold til prEN 14490 så må gysingsmassen tilfredstille kravene i følgende standarder; peEN 445, prEN 446 og prEN 447. Nedenfor er noen av hovedpunktene i disse standardene sammenfattet. Gysingsmassen må ha følgende egenskaper:

- Vann/sement-forholdet må være mindre enn 0,44
- Innholdet av klorider må være mindre enn 0,1 i forhold til vekten av sement
- Flyteegenskapene må være egnet til å garantere at hullet fylles helt med gysningsmasse og slik at det ikke blir stående vann eller luft i hullet
- Egenskapene må være slik at separasjon eller sedimentering unngås. Gysningsmasse med liten tendens til blødning kan anvendes.
- Passiv filler (sand) kan tilsettes

Det er ikke alltid mulig å oppfylle alle de nevnte krav og i noen tilfeller kan det være bedre å benytte gysningsmasse med andre egenskaper.

2.2.3 Jord

En av hovedforskjellene mellom armert jord og jordnagling er at det for jordnagling anvendes naturlige løsmasseavsetninger hvor eksisterende jordegenskaper må bestemmes og jordnaglingskonstruksjonen tilpasses de registrerte forholdene. Omfanget av nødvendige geotekniske feltundersøkelser avhenger av geologiske variasjoner og kompleksitet. Lagrekken av jordarter i området fra fronten av jordnaglingsveggen og i en avstand av 1,5 ganger vegghøyden må bestemmes med tilstrekkelig nøyaktighet for vegger med horisontalt terreng på oversiden. For vegger med hellende terreng på oversiden må denne avstanden økes til 3 ganger vegghøyden (Clouterre, 1991). Undersøkelsene må også dekke løsmassene under veggfoten. Tilsvarende undersøkelser må foretas for naturlige skråninger som skal forsterkes ved jordnagling.

I tabell 2.7 er nødvendig informasjon om løsmassene i ulike deler av jordnaglingskonstruksjonen vist. Noen av parametrene må bestemmes ved feltmålinger mens andre kan antas ut fra erfaringer.

Omfanget av feltforsøk må være tilstrekkelig til å bestemme jordartenes egenskaper og variasjoner i det aktuelle området. Feltmålingene må utføres i henhold til gjeldende europeiske standarder og nasjonal praksis.

Tabell 2.7 Nødvendige jordparametere for dimensjonering av ulike deler av en konstruksjon med jordnagler

		Nødvendig for dimensjonering av			
Jordparameter	Bestemt ved	Jordnagle [9]	Drenering	Front	Holdbarhet
Jordart	Jordprøver	Ja	Ja	Ja	Ja
Densitet	Vurdert ut fra CPT og uforstyrrede prøver	Ja		Ja	
Friksjonsvinkel ϕ	Vurdert eller målt med skjærboks	Ja		Ja	
Poretrykk/grunnvann	Målt i felten	Ja	Ja	Ja	Ja
Kohesjon c (attraksjon a)	Anslått	Ja			
pH	Forsøk				Ja
Resistivitet	Felt- eller laboratoriemålinger				Ja
Permeabilitet	Siktekurve		Ja		Ja
Pakningsgrad	Målt ved f.eks. CPT	Ja	Ja		Ja
Klorid- og sulfatinnhold eller andre ioner	Jordprøver, kjemiske analyser				Ja
Egenstabilitet av jordskråning	Prøvegrop			Ja	

[9] Inkludert lokal og global stabilitet av den enkelt jordnagle og hele konstruksjonen

Det har vært diskutert om maksimalverdien (toppverdien) eller den residuale skjærstyrken som måles for jordarten skal anvendes ved dimensjonering av jordnaglede konstruksjoner. Prinsippet ved jordnagling er basert på at naglene aktiveres ved små deformasjoner i jorda. Følgelig har jorda gjennomgått noe deformasjon når naglene bringes til å virke og det er derfor ikke urimelig å tro at for deler av en bruddsone vil deformasjonene i jorda kunne være større enn tilsvarende maksimalt styrketak og at det derfor er rimelig å anvende residualverdien. Det anbefales derfor at maksimalverdien (toppverdien) av målt skjærstyrke må anvendes med forsiktighet i tilknytning til jordnagling.

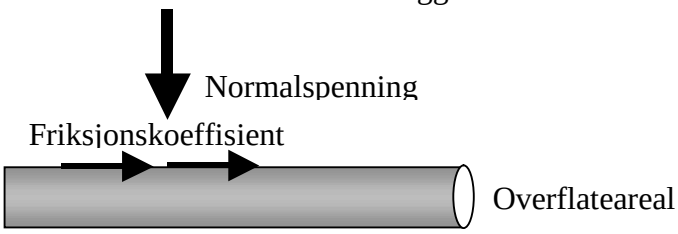
Resistiviteten avhenger av vanninnholdet i jorda. Det anbefales derfor at forsøk utføres for ugunstigste forhold, dvs ved full vannmetting. Ved feltforsøk vil det ikke være mulig å velge slike forhold, men det må tas hensyn til det aktuelle vanninnhold når resultatene av forsøket vurderes. Det finnes en rekke metoder for bestemmelse av resistivitet både i laboratoriet og i felt f.eks. Wenners metode med 4 elektroder eller CPT med resistivitetssondering.

Et av de mer vanlige problemene med utførelse av jordnagling og konstruksjonens funksjon er grunnvann og høye poretrykk. Følgelig er det av stor betydning å bestemme de aktuelle forholdene knyttet til vann og poretrykk på en anleggplass.

2.2.4 Grenseflate mellom jord og nagle

2.2.4.1 Faktorer som påvirker uttrekkskraften

Den største uttrekkskraften som kan mobiliseres langs naglen vil avhenge av tre hovedfaktorer; friksjonskoeffisienten ved naglens overflate, normalspenningen og naglens omkrets, se figur 2.6. Tilleggsinformasjon om hvorledes forskjellige faktorer påvirker uttrekkskraften kan finnes i vedlegg A.



$T_L = \mu \sigma'_N \theta$
μ = friksjonskoeffisient
σ'_N= effektiv normalspenning mot naglen
θ = naglens overflateareal

Figur 2.6 Faktorer som påvirker uttrekkskraften

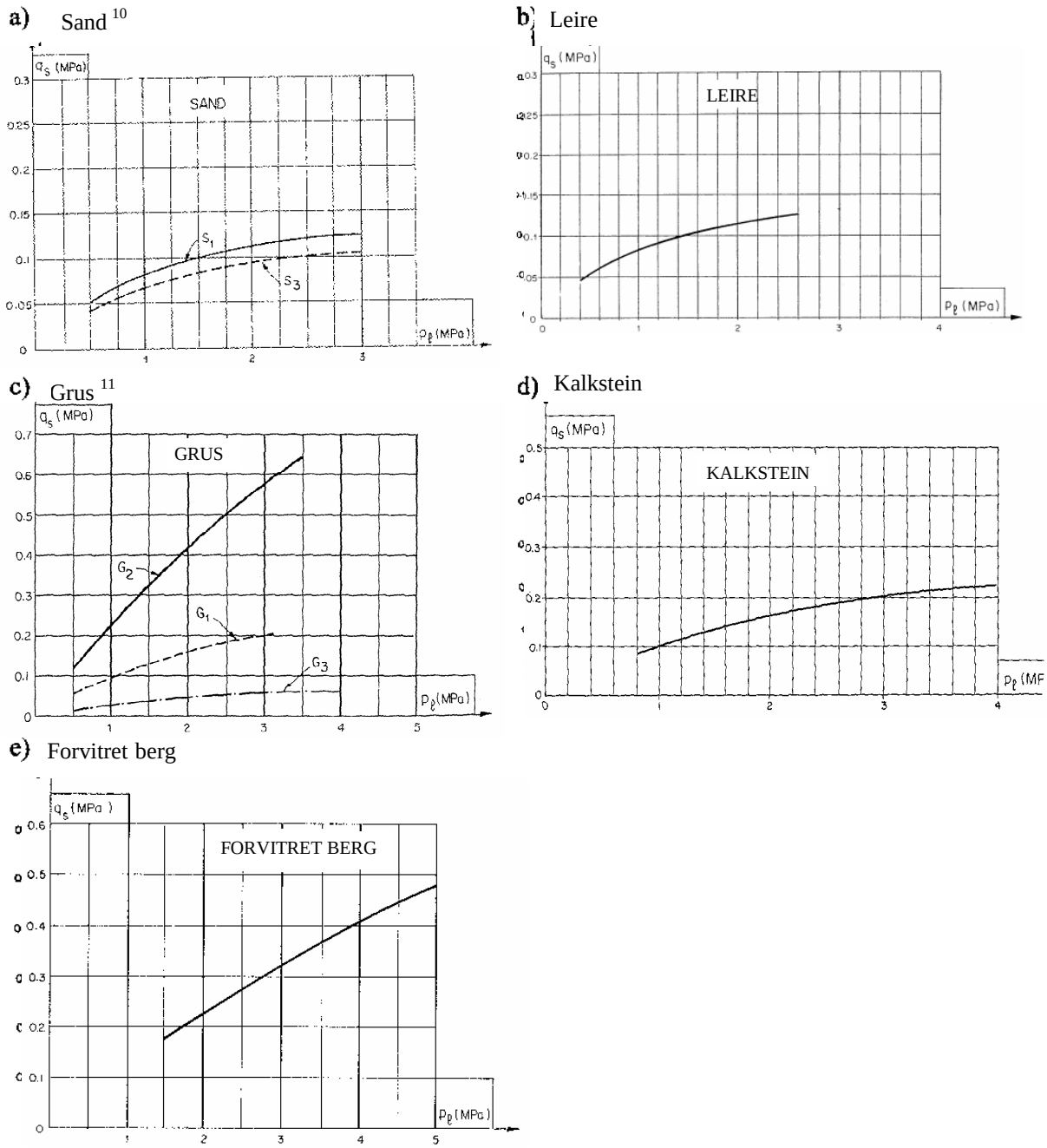
2.2.4.2 Retningslinjer for vurdering av mulig uttrekkskraft

En foreløpig antagelse må gjøres før dimensjonering kan foretas. Endelig dimensjonering må imidlertid alltid bekreftes med uttrekksforsøk for å få verifisert at den antatte verdien som er benyttet i dimensjoneringen, er riktig.

I litteraturen finnes følgende retningslinjer for vurdering av mulig uttrekkskraft.

CLOUTERRE (SCHLOSSER ET AL., 1991)

Basert på 450 uttrekksforsøk har det franske nasjonale forskningsprosjektet Clouterre etablert diagrammer for vurdering av mulig uttrekkskraft, q_s, korrelert med pressiometer målinger. Målingene er utført på 87 forskjellige steder i Syd-Frankrike. Jordartene er klassifisert i fem ulike jordtyper og målinger er gjort både på rammede og gyste nagler.



Figur 2.7 Diagrammer for vurdering av mulig uttrekkskraft fra Clouterre – (Schlosser et al. 1991)

[10] S1 Gyset med naturlig fall, S3 rammet

[11] G1 Gyset med naturlig fall, G2 gyset med lavt trykk, G3 rammet

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION

I tabell 2.8 er det gjengitt forslag for mobilisert friksjon langs jordnagler avhengig av installasjonsmetode og jordart presentert i 1987 av Mitchell med flere.

Tabell 2.8 Overslag for mobilisert friksjon i grenseflaten mellom jord og nagle i henhold til Mitchell med flere, 1987.

Installasjonsmetode	Jordart	Uttrekkskapasitet kN/m
Rotasjonsboring	Siltig sand	30-60
	Silt	18-24
Rammet foringsrør	Sand	80
	Hardpakket sand/grus	115
	Hardpakket morene	115-175
	Sandig avsetning	30-60
	Leirig avsetning	15-30
Jetgrunn	Sand	115
	Sand/grus	290
Boret med auger	Leire	6-9
	Stiv leire	12-17
	Leirig silt	15-30
	Kalkholdig leirig silt	60-90
	Siltig sand - fylling	6-9

2.2.4.3 Kontroll av uttrekkskraft

Uttrekkskraften må alltid kontrolleres ved feltforsøk. I kapittel 9 er det girt en kort omtale av ulike forsøkmetoder, utstyr og forsøkprosedyrer, forslag til forsøksomfang og tolkning av forsøkene.

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.

2.2.4.4 Karakteristisk verdi og dimensjonerende verdi

Uttrekkskraften baseres på en rekke lastforsøk. I henhold til forslag i den europeiske byggestandarden for jordnagling kan karakteristisk verdi bestemmes som et gjennomsnitt eller minimumsverdi fra lastforsøk multiplisert med en faktor η avhengig av antall forsøk, se tabell 2.10.
Dimensjonerende verdi kan beregnet fra uttrekksforsøk på følgende måte:

$$T_d = \eta \frac{T_k}{\gamma_T} \qquad (2.1)$$

γ_T er en faktor som tar hensyn til naturlige variasjoner i uttrekkskraften på grunn av jordartens egenskaper og egenskaper ved naglene. Det er ikke gitt noen

anbefalinger for denne parameteren i den europeiske standarden. Følgende verdier er derfor antydet for anvendelse i forbindelse med uttrekkskapasitet.

$$\gamma_T = (\gamma_\Phi \text{ eller } \gamma_C) \times \gamma_m \qquad (2.2)$$

Partsialfaktoren for jordstyrken multipliseres her med en faktor som tar hensyn til naturige variasjoner i forhold ved jordnaglen (overflateareal, normalspenning og overflateruhet). Verdien for γ_m foreslås å ligge i området 1,2 til 1,4 avhengig av type nagle. En rammet nagle med konstant overflateareal per lengdeenhet har en lavere verdi enn en gyset nagle hvor overflatearealet kan forventes å variere.

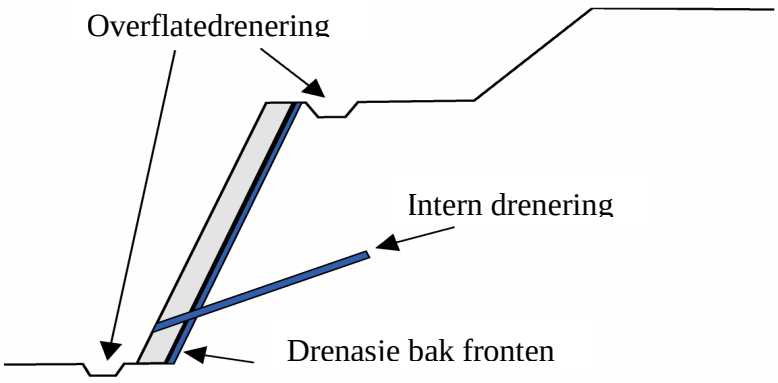
Faktoren η tar hensyn til usikkerheter ved forsøksmetoden. Anbefalte verdier i henhold til forslag til prEN 14490 er gitt i tabell 2.9.

Tabell 2.9 Reduksjonsfaktor η[12] avhengig av antall nagler

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

2.2.5 Drenering

Det er i hovedsak tre ulike typer drenering:
1. Overflatedrenasje (f.eks. krybberør, kanal eller grøft)
2. Drenasje bak fronten (f.eks. geotekstilfilter eller drenasjehull)
3. Intern drenering (f.eks. drenasjerør)



Figur 2.8 Forskjellig type drenasjesystemer

PVC eller metallrør kan anvendes som drenasjerør. Drenasjeåpningene kan variere mellom 5 til 20 mm. Hvis metallrør anvendes må korrosjonsforholdene vurderes. Geotekstilfiltere

[12] η tilsvarer $1/\xi$ hvor ξ er reduksjonsfaktoren i henhold til ENV 1991:1

må dimensjoneres for å opprettholde drenasjekapasiteten gjennom hele konstruksjonens levetid.

2.2.6 Beskyttelse mot korrosjon

Det er en rekke forskjellige løsninger det er mulig å anvende for å oppnå en jordnagle med tilfredstillende funksjon gjennom hele levetiden. Nedenfor er flere forskjellige systemer beskrevet i henhold til prEN 14490. Hvordan velge nødvendig sikring avhengig av grunnforhold, type nagle og konsekvenser av valget er ytterligere omtalt i kapittel 7.

2.2.6.1 Korrosjonsmonn

I dette tilfellet er reduksjon i stålareal med tiden tatt hensyn til ved å øke dimensjonen istedenfor å forsøke å hindre korrosjon. Avhengig av forholdene på stedet hvor naglene skal installeres kan korrosjonshastigheten anslås og naglens dimensjon økes tilsvarende. Det er vanskelig å anslå korrosjonshastigheten nøyaktig og hastigheten kan også variere i løpet av konstruksjonens levetid. 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.

2.2.6.2 Overflatebelegg

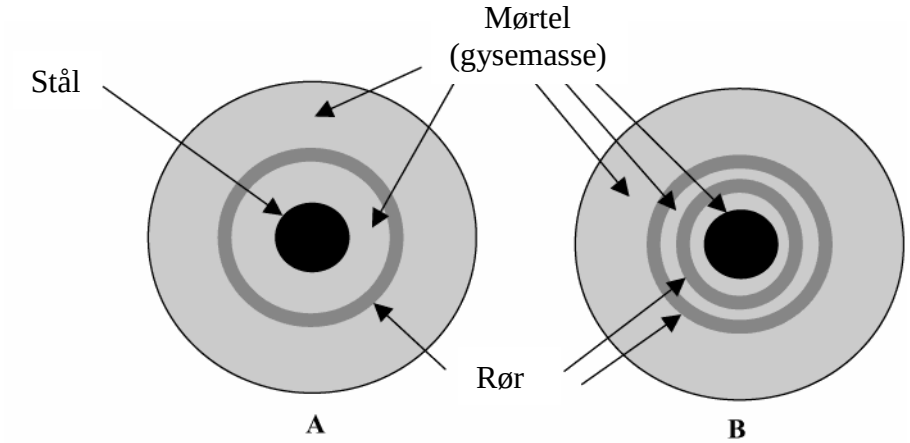
Ståloverflaten kan belegges med sink eller epoxy. Et uskadet belegg vil vanligvis hindre korrosjon av naglen i samsvar med forutsetningene. Problemet er å hindre skader på belegget under håndtering, lagring og installasjon på byggeplass.

2.2.6.3 Gysemasse

Innkapsling av stål i gysemasse vil redusere korrosjonsfaren. Hvis gysemassen fordeles jevnt langs jordnaglen med en tykkelse avpasset etter de gitte miljømessige forhold, og det kan garanteres at ikke sprekker med åpning større enn 0,1 mm vil oppstå, så kan gysing anses som en tilfredstillende korrosjonsbeskyttelse. Imidlertid vil det vanligvis oppstå sprekker og derfor kombineres gysing ofte med annen form for korrosjonsbeskyttelse.

2.2.6.4 Tette rør

Inneslutning av stålet i tette rør hindrer korrosjon på en effektiv måte, og benyttes vanligvis under spesielt vanskelige forhold.



Figur 2.9 Enkel og dobbel korrosjonsbeskyttelse for jordnagler ved bruk av rør og gysingsmasse (mørtel)

2.2.7 Frontsystemer

En jordnaglet konstruksjon kan bygges med eller uten frontsystem. Helningen på frontveggen og tilpassing til bruken av omkringliggende områder vill bestemme om en frontkledning er nødvendig. Nedenfor er forskjellige typer frontløsninger inndelt i to grupper i henhold til prEN 14490.

Frontløsninger for armert jord er beskrevet i avsnitt 2.1.4 og det meste av informasjonen som er gitt her kan også anvendes for jordnagling.

2.2.7.1 Ingen overflatetiltak eller frontløsning

For slake skråninger hvor jordnagling har blitt benyttet for å øke stabiliteten, kan det i noen tilfeller være mulig å unnlate spesielle frontløsninger. Det er imidlertid i slike tilfeller nødvendig å sikre at naturlig vegetasjon bevares for å hindre erosjon i skråningen.

2.2.7.2 Stive fronter

For steile skråninger og vegger er harde fronter vanligvis nødvendig. Hensikten med frontløsningen er å hindre brudd i jorda mellom naglene. Et slikt frontmateriale kan bestå av et lag med sprøytebetong, stålnett kombinert med sprøytebetong, plasstøpt betong eller prefabrikkerte betongblokker.

2.2.7.3 Fleksible fronter

Fleksible fronter har en statisk funksjon og skal hindre at jordpartikler mellom naglene sklir ut. Den geometriske utformingen av fronten vil avhenge av grunnforhold og avstand mellom naglene. Fleksible frontløsninger kan anvendes for relativt bratte skråninger, men

ikke for vegger. Vanligvis anvendes et stålnett eller gitter som er i stand til å overføre aksial og skjærkrefter. Det er nødvendig å forbinde den fleksible frontkledningen med naglehodene med egnede ankerplater eller skiver for å sikre lastoverføring. Det kan også være nødvendig å forspenne frontplatene for å holde nettet eller gitteret på plass. På samme måte som for myke fronter kan vegetasjonsdekke etableres hvis ikke bevart vegetasjon er tilstrekkelig til å hindre erosjon.

2.2.7.4 Myke fronter

Bruk av myke fronter er en annen mulig løsning for jordnaglede slake skråninger. Hovedhensikten med slikt fleksibelt tildekningsmateriale er å oppnå erosjonskontroll. Materialet blir vanligvis tilsådd for at det skal etableres vegetasjonsdekke over tid. Klima, høydeforhold og vanntilgang må vurderes for valg av frøblanding.

Lette metallnett eller gitter i kombinasjon med geosynteter er et mulig eksempel få slike myke frontløsninger. Geosyntetene kan være biologisk nedbrytbare geotekstiler innblandet med plantefrø. En annen mulig løsning er geonet eller vevde, åpne duker. Materialet skal festes til jordskråningen i henhold til anbefalinger gitt for hvert system.

3. DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

3.1 INTRODUKSJON

EU-kommisjonen har initiert et arbeid for å etablere et sett med harmoniserte tekniske regler for dimensjonering og utførelse av byggverk som i fremtiden skal erstatte forskjellige regler som i dag gjelder i de ulike medlemslandene. Disse reglene er kjent som de europeiske prosjekteringsstandardene for konstruksjonsfagene. I relasjon til denne håndboken er det Eurokode 1, versjon ENV 1991-1, ”Basis of Design and Actions on Structures” (basis for dimensjonering og konstruksjonsbelastninger) og Eurokode 7, versjon ENV 1997-1. ”Geotechnical design” (geoteknisk prosjektering) som angir retningslinjene for dimensjonering. I hvert enkelt land kan Eurokodene suppleres med nasjonale tilleggsdokumenter, NAD, som sammen med ENV normaler styrer dimensjoneringsreglene.

ENV versjonene av Eurokodene er valgfrie i forhold til eksisterende nasjonale standarder, men er ment å skulle erstattes av EN versjoner av Eurokodene og da vil de nasjonale standardene måtte trekkes tilbake. Arbeidet med EN-versjonene av standardene er godt i gang. Fra et praktisk synspunkt vil det være fornuftig å referere til den siste versjonen av de enkelte Eurokoder. Imidlertid har dette ikke vært mulig for denne håndboken siden det bare foreligger foreløpige versjoner, prEN, som ikke har noen legal gyldighet. Dessuten revideres prEN-versjonene hyppig.

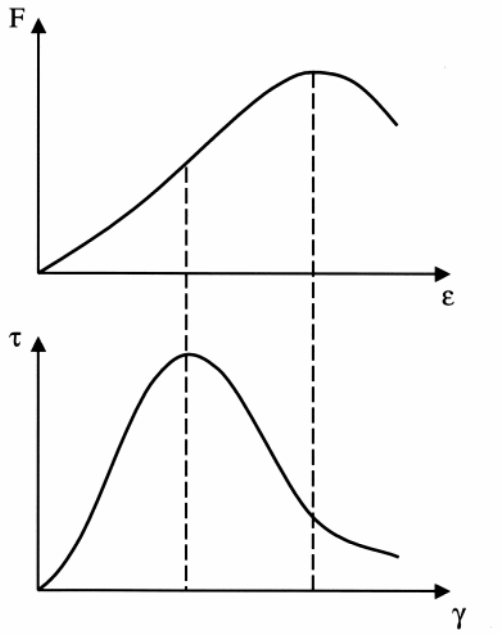
En formell komplikasjon som kan oppstå ved bruk av ENV 1997-1 for armerte fyllinger, er definisjonen av fyllinger som benyttes i dette dokumentet. Fylling er her definert som en del av undergrunnen sammen med jord og berg når denne eksisterer før utførelse av et nyanlegg. På den annen side er fylling definert som en del av konstruksjonen hvis den legges ut i forbindelse med utførelse av et nytt anlegg. (ENV 1997-1, 1.5.1(1)). Grunnen til dette skillet er ikke klart og derfor er fylling i denne håndboken betraktet som jordmaterialer uavhengig om fyllingen er lagt ut før eller under anleggsarbeidene.

3.2 GRENSETILSTANDSMETODEN

I de senere tiår har det blitt obligatorisk å kontrollere en konstruksjon for to ulike grensetilstander, bruddgrensetilstanden (ULS) og bruksgrensetilstanden (SLS). Disse to tilstandene gir ulike typer dimensjoneringskriterier for å bestemme beregningsmodellen. Å kontrollere bruddgrensetilstanden betyr å kontrollere om tilstanden er stabil mot brudd, dvs motstanden (R) mot brudd må være større enn belastningen (E) og kriteriet er at $R-E \geq 0$. Da det ikke er nødvendig å vite eksakt når likevekt inntrer kan forenklede beregningsantagelser benyttes så lenge disse antagelsene ikke fører til en overvurdering av motstanden eller en undervurdering av belastningen. Analysemetoden antas å være på den sikre siden. I bruksgrensetilstanden er det ønskelig å beskrive forventet oppførsel av konstruksjonen. Dimensjoneringsbetingelser på den sikre siden vil i dette tilfellet ofte føre til uøkonomiske konstruksjoner. I prinsippet betyr dette at beregningsmodeller benyttet for bruksgrensetilstanden må være mer avansert enn modeller benyttet for bruddgrensetilstanden. På den annen side vil dimensjonering på den usikre siden vanligvis

ikke resultere i katastrofer. Så fra et praktisk synspunkt kan forenklede modeller også anvendes i dette tilfellet.

Av spesiell interesse ved bruk av armert jord er at ulike materialer må fungere sammen. For eksempel kan bruddstyrken for jorda og bruddstyrken for armeringen ikke kombineres uten nærmere vurdering. Hvis en av materialene har sprøbruddsegenskaper, se figur 3.1, så kan dette resultere i alvorlige konsekvenser. Spesielt mobilisering av geosyntetiske armeringselementer krever en viss deformasjon, mens stål kan betraktes som et stivere materiale. Grunnprinsippet bør være å kombinere materialenes styrkeverdier ved sammenlignbare deformasjonsnivåer. Likevel, selv om dette kan begrunnes ut fra prinsipielle syn så er slike beregningsmodeller langt fra vanlig i geoteknikk. En forenklet måte å behandle problemet på er å introdusere partsialfaktorer for forenklede beregningsmodeller, se også omtale av partsialfaktorer i avsnitt 3.5.2 nedenfor.



Figur 3.1 Eksempel på samsvarende deformasjonsnivåer. Geosyntetiske materialer (øverste figur) sammenlignet med kvikkleire (nedre figur). Her er ε tøyning av armeringen og γ skjærtøyning i leira.

3.3 PARTSIALFAKTORER

Analyser basert på grensetilstandsmetoden er i daglig bruk ofte kombinert med bruk av partielle sikkerhetsfaktorer. Dette kan betraktes som en kvasi-probabilistisk metode. Forskjellen mellom styrke og belastning blir ofte benevnt sikkerhetsmarginen og dimensjoneringskriteriet blir M = R – E ≥ 0. Ved å skille den globale sikkerhetsfaktoren i en belastningsdel og en styrkedel (motstandsdel), kalt partielle sikkerhetsfaktorer, så kan dimensjoneringsgrunnlaget bli omskrevet som

$$\frac{R}{E} \geq F = \gamma_R \cdot \gamma_S \qquad (3.1)$$

Som igjen kan omskrives til

$$\frac{R}{\gamma_R} - \gamma_S \cdot E \geq 0 \tag{3.2}$$

og

$$M = \frac{R}{\gamma_R} - \gamma_S \cdot E \geq 0 \tag{3.3}$$

er den enkleste måten å beskrive dimensjoneringskriteriet på i et format med partielle sikkerhetsfaktorer. Ved å introdusere flere enn to faktorer så kan mer komplekse sammenhenger oppstå.

Å bestemme dimensjonerende størrelse for en variabel faktor, dvs verdien som skal anvendes for dimensjoneringen ved bruk av partielle faktorer, er en totrinns prosess. Først bestemmes typiske verdier for de variable faktorene. Disse betegnes formelt som karakteristiske verdier, f.eks. henholdsvis R_k og S_k. Disse verdiene kan ses på som en gitt fraktil av den variable når denne betraktes som en tilfeldig variabel. Dernest oppnås dimensjonerende verdi for den variable fra karakteristisk verdi multiplisert eller dividert med en partiell faktor. Hvis partsialfaktorene ≥ 1 oppnås sikker dimensjonering vanligvis ved å multiplisere belastningsvariable og dividere styrkevariable med partsialfaktorene, dvs $R_d = R_k / \gamma_R$ *og* $E_d = \gamma_S \cdot E_k$.

Formelt kan tradisjonell dimensjoneringsmetode med bruk av global sikkerhetsfaktor, (F), betraktes som en forenklet prosedyre med alle partielle sikkerhetsfaktorer = 1 bortsett fra en. Filosofisk sett er metodene imidlertid helt forskjellige. Ved den tradisjonelle deterministiske metoden er belastningen og styrken (motstanden) representert med gitte kjente verdier. Det betyr at styrken (motstanden) er en kjent verdi R og belastningen en kjent verdi E. Så hvis F > 1 betyr dette at ulikheten R > E. Ved å foreskrive en sikkerhetsfaktor tilstrekkelig mye større enn 1 så vil en sikker dimensjonering oppnås.

Med partielle sikkerhetsfaktorer vil en probabilistisk tilnærming bety at både R og E kan ha en vid rekke verdier. Dette kan forklares som om belastningen har faste, men ukjente verdier. Det samme gjelder for M. Verdiene som benyttes ved dimensjoneringen vil således representere en mulig kombinasjon med tilstrekkelig lav sannsynlighet, dvs styrken (motstanden) er $R_d = R_k / \gamma_R$ og belastningen er $E_d = \gamma_S \cdot E_k$. Ulikheten er kvantifisert ved verdiene for partsialfaktorene. Likheten $M = 0$ kan aksepteres ved bruk av partsialfaktorer, men bare knyttet til den sjeldne kombinasjonen av R_d *og* E_d hvor sannsynligheten for brudd blir tilstrekkelig liten. Denne tolkningen når det gjelder anvendelse av partielle sikkerhetsfaktorer betyr at valg av partielle faktorer må gjøres på en slik måte at fysisk umulige dimensjoneringsverdier unngås.

3.4 ANVENDELSE AV PARTIELLE FAKTORER

Ut fra det som er skrevet ovenfor avhenger størrelsen på partsialfaktorene av hvilken grensetilstand beregningene skal utføres for.

BRUDDGRENSETILSTAND

I bruddgrensetilstanden kreves liten sannsynlighet for brudd. Dette må gjenspeiles i valg av partsialfaktorer. Prinsippbetraktinger om hvorledes partsialfaktorer kan bestemmes ut fra foreliggende problemstillinger er gjengitt nedenfor.

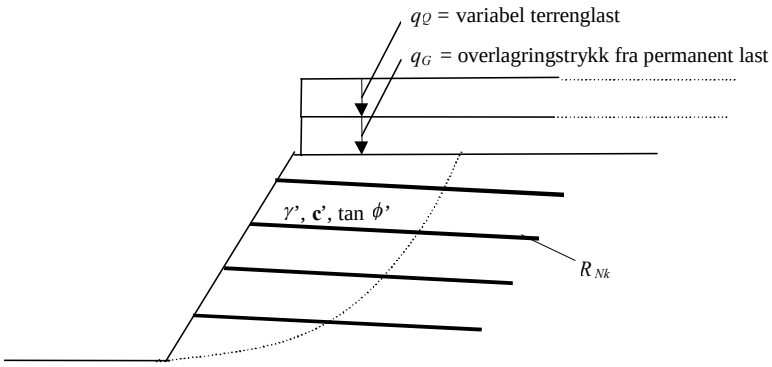
BRUKSGRENSETILSTANDEN

I bruksgrensetilstanden er fokus vanligvis på deformasjoner. Partsialfaktorene er vanligvis satt til
γ = 1,0, dvs beregninger av deformasjoner er basert på karakteristiske verdier.

Det er imidlertid ikke noen begrensninger på å benytte partsialfaktorer større enn 1 ved dimensjonering i bruksgrensetilstanden for å oppnå en stivere konstruksjon. I tilfeller hvor byggherren setter svert strenge krav til deformasjoner kan dette f.eks. være en hensiktsmessig mulighet.

3.5 ARMERT/JORDNAGLET SKRÅNING

I prinsippet er det ingen forskjell ved bruk av partielle sikkerhetsfaktorer for dimensjonering av en armert eller jordnaglet skråning, se figur 3.2.



Figur 3.2 Armert skråning - jordnaglet skråning

3.5.1 Tradisjonell sikkerhetsfaktor

Ved tradisjonell dimensjonering blir sikkerhetsfaktoren

$$F = \frac{c_k}{\tau_k} \tag{3.4}$$

Med skjærstyrke c_k langs glideflaten

$$c_k = c_k' "+" \tan(\phi_k') "+" T_k \tag{3.5}$$

og skjærspenningen τ_k langs glideflaten

$$\tau_k = \gamma_k "+" g_k "+" q_k \tag{3.6}$$

Uttrykket ”+” betyr her den kombinerte effekten av de ulike forholdene (dvs ikke bare ren addisjon). Uttrykket T_k = skjærstyrken til armeringen/jordnaglene inkludert både virkningen av økt friksjon i jorda så vel som mulig avskjæring av armeringen/jordnaglene. Derfor:

$$F = \frac{c_k'"+"\tan(\phi_k')"+"T_k}{\gamma_k"+"q_{Gk}"+"q_{Q_k}} \tag{3.7}$$

En alternativ formulering er å inkludere effekten av armeringen/jordnaglene som en reduksjon i skjærspenningen, dvs i nevneren i brøken for F.

$$F = \frac{c_k'"+"\tan\phi_k'}{\gamma_k"+"q_{G_k}"+"q_{Q_k}"-"T_k} \tag{3.8}$$

Det bør bemerkes at valget av en av de to ulike definisjonene har en vesentlig påvirkning på den nominelle verdien av den globale sikkerheten. En reduksjon av telleren som i det siste tilfellet gir meget høye nominelle verdier (for kraftig armering til og med negative verdier). Dette forholdet kan være en grunn til ikke å benytte denne definisjonen.

3.5.2 Partsialfaktorens format

Dimensjoneringskriteriet blir sikkerhetsmargin

$$c_d - \tau_d \geq 0 \tag{3.9}$$

eller med karakteristiske verdier og partsialfaktorer, en av de to alternativene

$$\frac{c_k}{\gamma_M} - \gamma_F \cdot \tau_k \geq 0 \tag{3.10}$$

$$\frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \frac{c_k}{\gamma_m} - \gamma_{Sd} \cdot \gamma_f \cdot \tau_k \geq 0 \tag{3.11}$$

I det første tilfellet er både usikkerheter knyttet til regnemodell og parametere inkludert henholdsvis i partsialfaktorene γ_M og γ_F, mens i det andre tilfellet er disse to usikkerhetene atskilt i henholdsvis γ_{Rd} : γ_m og γ_{Sd},: γ_f. Med samme benevnelser som i forgående avsnitt kan sikkerhetsfaktoren bli omskrevet som vist

$$\frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \left[\frac{c_k'}{\gamma_{c'}}"+"\frac{\tan\phi_k'}{\gamma_{\phi'}}"+"\eta \cdot \frac{T_k}{\gamma_T} \right] - \gamma_{S_d} \cdot \left[\gamma_\gamma \cdot \gamma_k"+"\gamma_G \cdot q_{Gk}"+"\gamma_Q \cdot q_{Q_k} \right] \geq 0 \tag{3.12}$$

<u>Partsialfaktorer for materialer</u>

$\gamma_{c'}$ Partsialfaktor for kohesjon, karakteristisk verdi 1,5 ($\gamma_{c'}$ settes lik $\gamma_{\Phi'}$ i Norge)

$\gamma_{\Phi'}$ Partsialfaktor for friksjon, karakteristisk verdi 1,2 (se NS-ENV 1997-1:1997/NAD)

γ_T Partsialfaktor for stål og geosyntetarmering. For stål kan karakteristisk verdi være 1,1, for geosyntetarmering vil en rimelig verdi være 1,3. Når det gjelder geosynteter

anvendes også en omregningsfaktor η (kfr. 3.8.2.2). Denne faktoren kan sammensettes av flere faktorer når en tar hensyn til:

- installasjon
- krypoppførsel
- kjemisk og biologisk nedbrytning

For jordnagling avhenger omregningsfaktoren η av antall forsøk utført i felten og en partsialfaktor anvendes på uttrekksmotstand.

Partsialfaktor for belastning

Typiske verdier for partsialfaktorer for lastvirkninger, henholdsvis γ_γ, γ_g og γ_q er ikke enkelt å angi. Verdier angitt i Eurokoder som ENV 1991-1 og ENV 1997-1 er 1,35 for permanent last og 1,5 for variable lastvirkninger, inkludert usikkerheter med modellen. I det minste vil verdien, når anvendt på tetthet av jord og vann, gi opphav til kinkige situasjoner i geoteknikken (kfr. diskusjonen om umulige dimensjoneringsverdier i avsnitt 3.1, f.eks. vil vann med denne dimensjoneringsmåten få en tyngdetetthet på ≥ 13,5 kN/m^3).

Modellfaktorer

γ_{Rd} partsialfaktor for usikkerheter ved modellering av motstand (styrke)

γ_{Sd} partsialfaktor for usikkerheter ved modellering av belastningseffekter bør betraktes som en valgfri faktor avhengig av det foreliggende problem, dvs om modellusikkerheter må skilles fra andre usikkerheter.

Ved dimensjonering av armert jord må samsvar i deformasjonsegenskaper vurderes. Ingen av de øvrige partsialfaktorene omtalt i Eurokodene er rettet mot usikkerheter i beregningsmodellene vurdert ut fra dette forhold. Derfor kan bruk av en partsialfaktor for dette formål være en hensiktsmessig måte å behandle slike forhold.

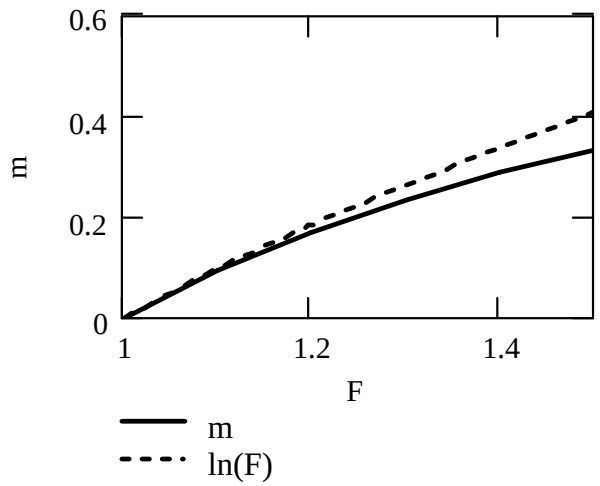
3.5.3 Bruk av partsialfaktorer i stabilitetsberegninger

Ut fra det ovenstående så er sikkerhetsmarginprinsippet den vanlige måten å benytte partsialfaktorer på. Å benytte global sikkerhetsfaktor i tilknytning til partsialfaktorer vil være om ikke umulig så i hvert fall forvirrende. Imidlertid utgjør sikkerhetsmarginkonseptet en ulempe ved tradisjonell stabilitetsberegning av skråninger. Sikkerhetsfaktoren benyttes til å finne frem til en kritisk glideflate. Dette er ikke enkelt ved bruk av sikkerhetsfaktoren som er sterkt avhengig av det jordvolumet som er involvert. En måte å omgå dette problemet på er å benytte en dimensjonløs sikkerhetsmargin hvor den normale sikkerhetsmarginen skaleres i forhold til motstanden/skjærstyrken:

$$m = \frac{R-E}{R} = \frac{c-\tau}{c}\left[=1-\frac{1}{F}\right] \qquad (3.13)$$

I figur 3.3 er forholdet mellom den globale sikkerhetsfaktoren og den dimensjonløse sikkerhetsmarginen illustrert. Det er som det fremgår en direkte sammenheng med sikkerhetsfaktoren. Derfor kan på samme måte som for sikkerhetsfaktoren,

sikkerhetsmarginen benyttes til å bestemme kritisk glideflate. Den dimensjonløse sikkerhetsmarginen for $R > E$ kan ha verdier mellom 0 % og 100 % noe som er en beleilig egenskap for en sikkerhetsmargin. Hvis sikkerhetsmarginen er gitt ved dimensjoneringsverdiene for R og E, vil verdier av sikkerhetsmarginen større enn null angi en sikker tilstand. Når en arbeider med foreliggende dataprogram for stabilitetsanalyser så er en praktisk måte å anvende dimensjonløse sikkerhetsmarginer på å benytte tilnærmingen $m \approx \ln(F)$. Denne definisjonen av m har ikke fordelen av å være begrenset til 100 %. I vanlig praksis har dette mindre betydning noe som fremgår av figur 3.3. Legg imidlertid merke til at definisjonen ikke gjelder når F, beregnet i henhold til ligning 3.8, er negativ.



Figur 3.3 Forholdet mellom dimensjonløs sikkerhetsmargin m og sikkerhetsfaktoren F

For å oppsummere det ovenstående, når partsialfaktorer anvendes ved beregning av skråningsstabilitet så er bruk av en dimensjonløs sikkerhetsmargin å foretrekke. Den naturlige logaritmen til sikkerhetsfaktoren $\ln(F)$ beregnet med dimensjonerende verdier for de variable inngangstallene, vil tjene dette formål.

3.6 DIMENSJONERINGSKRAV

3.6.1 Dimensjonerende levetid

Tabell 3.1 Eksempler på krav til dimensjonerende levetid for ulike konstruksjoner, 2.4 ENV 1991-1

Klasse	Krav til dimensjonerende levetid i år	Eksempel
1	1 – 5/ < 2	Midlertidige konstruksjoner med armert fylling/jordnagling
2	25	Utskiftbare bygningselementer
3	50	Konstruksjoner og vanlige byggverk
4	100	Monumentale byggverk, broer og andre konstruksjoner

Dimensjonerende levetid kan påvirke det valgte sikkerhetsnivået for en konstruksjon avhengig av hvilken standard som anvendes.

I konstruksjoner armert med geosynteter er krypdeformasjoner og tillatt deformasjon i armeringen kritisk for dimensjoneringen og krav til nødvendig styrke i armeringen. For de fleste geosynteter så øker krypdeformasjoner i hovedsak det første året etter at konstruksjonen er ferdig bygget. Dette betyr at hovedforskjellen i forhold til dimensjonerende styrke gjelder midlertidige konstruksjoner med varighet mindre enn 6 måneder og mer ”permanente konstruksjoner”.

3.6.2 Sikkerhetsklasse

I Eurokoden ENV 1997-1 er det bare angitt en sikkerhetsklasse, mens det f.eks. i Sverige er tre forskjellige klasser. Forskjellige sikkerhetsklasser er definert for å ta hensyn til skade på liv og eiendom hvor klasse 1 er definert som liten risiko og klasse 3 som stor risiko. Sikkerhetsnivået som anvendes i Eurokodene tilsvarer sikkerhetsklasse 3 i henhold til SS-ENV 1991-1. Partsialfaktorene som anvendes er gjengitt i vedlegg B.

3.6.3 Geoteknisk klasse

Det er tre forskjellige geotekniske klasser i henhold til 2.1 (5) ENV 1997-1. De forskjellige dimensjoneringsaspektene for et prosjekt kan kreve behandling i tre forskjellige geotekniske klasser. De ulike klassene har ingen effekt på verdiene av partsialfaktorene, men innebærer forskjellige krav når det gjelder geotekniske undersøkelser, 3.2 ENV 1997-1, og kontroll i byggefasen, overvåkning og vedlikehold del 4. ENV 1997-1.

GEOTEKNISK KLASSE 1

Klasse 1 omfatter mindre og enkle konstruksjoner.

GEOTEKNISK KLASSE 2

Klasse 2 omfatter vanlige konstruksjoner og fundamenter uten spesiell risiko og vanskelige grunnforhold eller belastninger.

GEOTEKNISK KLASSE 3

Klasse 3 omfatter konstruksjoner som ikke hører inn under klasse 1 og 2. I mange tilfeller vil grunnforstrekningsarbeider og armert jord høre hjemme i klasse 3, 5.5 (3) ENV 1997-1.

Ytterligere beskrivelse av klasser for ulike konstruksjoner er gitt i 2.1 (5) ENV 1997-1.

3.6.4 Dimensjoneringsmetoder

I noen tilfeller, spesielt for ikke-lineære analyser, må effekter av usikkerheter i beregningsmodellene og/eller belastningsvirkningene vurderes separat. En faktor γ_{Sd} kan referere til usikkerheter i belastningsmodellen og/eller i virkningsmodellen, 9.3.2 (2) ENV

1991-1, og en faktor γ_{Rd} kan dekke usikkerheter i motstandsmodellen (styrkemodellen) og i de geometriske forholdene, 9.3.5 (2) ENV 1991-1.
For å fange opp ulike styrende betingelser er ulike dimensjoneringsforhold som må oppfylles, beskrevet:

TILFELLE A
Statisk likevekt

TILFELLE B
Sammenbrudd av konstruksjonen eller konstruksjonselementer, inkludert sålefundamenter, peler, grunnmurer etc., som påvirkes av byggematerialets styrke.

TILFELLE C
Grunnbrudd

Ytterligere beskrivelse av de ulike tilfellene er gitt i kapittel 9.4.1 ENV 1991-1. For denne håndboken er tilfellene B og C relevante[13]. Vær ellers oppmerksom på at ved anvendelse av tilfelle B så er lastkoeffisienten for permanent last 1,35 noe som i geoteknisk sammenheng gir urimelige resultater og som derfor må anvendes med forsiktighet.

3.6.5 Belastninger

En belastning kan i henhold til ENV 1991-1 være en av to forhold:
a) Direkte last: En kraft (last) påført en konstruksjon
b) Indirekte last: En deformasjon eller akselerasjon forårsaket av temperaturendringer, variasjoner i fuktighet, ujevne setninger eller jordskjelv og lignende.

Belastningene er delt inn i ulike kategorier og blant disse permanent last (*G*) og variabel last (*Q*) og ulykkeslast (*A*). Eksempler er vist i tabell 3.2. En permanent last er en last som sannsynligvis vil virke gjennom hele konstruksjonens levetid mens det er lite trolig at en variabel last vil virke hele tiden.

Tabell 3.2 Eksempler på ulike belastninger

Type last	Symbol	Lastfaktor	Eksempel
Permanent last	q_G	γ_G	Bygninger, siloer, plattformer
Variabel last	q_Q	γ_Q	Lastebiler, biler, tog etc.
Lineære laster og punkt-laster, permanente og variable	G,Q	γ_G, γ_Q	Landkar, tilhenger, siloer etc
Horisontallast	H	γ_H	Rekkverk, støtputer, vind etc.
Ulykkeslast	A	γ_A	Lastebiler, biler etc.
Byggelast	G_c	γ_{Gc}	Midlertidig last i byggeperioden, bevegelig last eller dødvekt.

[13] Inndelingen i tre ulike dimensjoneringstilfeller A-C vil trolig bli vesentlig omarbeidet i de endelige EN utgavene.

Enkelte krefter og påtvungne deformasjoner er belastninger i noen beregninger og ikke i andre, 2.4.2 (2) ENV 1997-1. I enhver beregning er lastverdiene kjent, 2.4.2 (4) ENV 1997-1. I tillegg til det som er beskrevet ovenfor kan jordskjelv i relevante situasjoner behandles i henhold til EC-8.

3.6.6 Dimensjoneringsverdier for belastninger

Dimensjoneringsverdier for belastninger kan utledes fra ligning 3.14. Lastfaktorene for bruddgrensetilstanden er gjengitt i tabell 3.3.

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \tag{3.14}$$

BRUDDGRENSETILSTANDEN

Tabell 3.3 Partielle lastfaktorer, γ_F – bruddgrensetilstand for vedvarende og forbigående situasjoner[14] i henhold til 2.4.2 (14) ENV 1997-1

	Belastninger			
Tilfelle	Permanent		Variabel	Ulykke
	ugunstig	gunstig	ugunstig	
Tilfelle A	[1,00]	[0,95]	[1,50]	[1,00]
Tilfelle B	[1,35]	[1,00]	[1,50]	[1,00]
Tilfelle C	[1,00]	[1,00]	[1,30]	[1,00]

Kommentar: Ved beregning av dimensjonerende jordtrykk for tilfelle B anvendes lastfaktoren angitt i tabell 3.1 på karakteristisk jordtrykk. For tilfelle C anvendes de partielle lastfaktorene på karakteristisk jordstyrke og på karakteristiske overflatelaster, se ellers 2.4.2 (17) ENV 1997-1. Se også ytterligere kommentarer i avsnitt 3.6.7 nedenfor.

Vanntrykk
For grensetilstander med alvorlige konsekvenser (vanligvis bruddgrensetilstanden) skal dimensjonerende verdier for vanntrykk og strømningskrefter representere de ugunstigste verdier som kan forekomme i ekstreme situasjoner, 2.4.2 (10)P ENV 1997-1
.

BRUKSGRENSETILSTANDEN

Partielle lastfaktorer lik 1,0 skal anvendes for belastninger i bruksgrensetilstanden hvis ikke annet er angitt, 2.4.2 (10)P ENV 1997-1.

3.6.7 Kombinerte laster

Dimensjonerende verdier for lastvirkninger bestemmes ved å kombinere lastverdier som kan opptre samtidig. I bruksgrensetilstanden avhenger lastkombinasjonen som skal

[14] Disse partielle lastfaktorene bør anvendes for vanlige konstruksjoner. I tilfeller med unormalt stor risiko, uvanlig og spesielt vanskelige grunnforhold eller laster må høyere verdier vurderes.

kontrolleres av virkningen av de enkelte lastene, f.eks. reversible eller ikke reversible eller langtid.

I ENV 1991-1 er det gitt en rekke slike kombinasjoner. Grunnprinsippet er å kombinere varige laster, en dominerende variabel last og kombinasjonsverdier av andre variable laster. Avhengig av hvilken grensetilstand som kontrolleres gjelder ulike regler som indikert nedenfor. Reglene er basert på ulike representative belastninger.

Den karakteristiske verdien av en last er lastens viktigste representative verdi. Dimensjonerende verdi for permanente laster er

$\gamma_G G_k$ eller G_k

hvor den karakteristiske verdien for permanente laster benyttes i bruddgrensetilstanden når lastvirkningen er gunstig og for både gunstige og ugunstige virkninger i bruksgrensetilstanden.

For variable laster eksisterer også reduserte verdier som benyttes i kombinasjonstilfeller. Basert på representative verdier er dimensjonerende verdier for variable laster

$\gamma_Q Q_k$ dimensjonerende verdi for den dominerende virkning i bruddgrensetilstand

$\gamma_Q \psi_0 Q_k$ kombinasjonsverdier for bruddgrensetilstand

$\psi_0 Q_k$ kombinasjonsverdi for ikke reversible laster i bruksgrensetilstand

$\psi_1 Q_k$ vanlig verdi for reversible laster i bruksgrensetilstand

$\psi_2 Q_k$ quasi-permanent verdi i bruksgrensetilstanden for langtidsvirkninger og som en kombinasjon for reversible laster i bruksgrensetilstand

Q_k karakteristisk verdi for dominerende lastvirkning ved sjeldne kombinasjoner i bruksgrensetilstand

Kombinerte virkninger er enkle når lasteffekten er en lineær kombinasjon av laster, selv om det kan bli brysomt å kontrollere alle mulige kombinasjoner i et prosjekt med mange variable laster. I geoteknikk avhenger imidlertid ofte lastvirkningen av andre materialegenskaper enn egenvekten av jord, f.eks. udrenert skjærstyrke ved beregning av jordtrykk. I slike tilfeller er det av fundamental betydning å klargjøre forskjellen mellom lasten og lastvirkningen. Som nevnt ovenfor i avsnitt 3.6.6 er det angitt i ENV 1997-1 at når jordtrykk beregnes i henhold til tilfelle B så skal lastfaktoren anvendes på karakteristisk jordtrykk. I slike tilfeller med både varige og kombinasjoner av variable laster er det vanskelig, for ikke å si umulig, å anvende kombinasjonsreglene i ENV 1997-1. I denne håndboken er fremgangsmåten for tilfelle C inkludert, dvs partsialfaktorer er anvendt på karakteristiske jordegenskaper og overflatelaster. Denne framgangsmåten gjør bruk av kombinasjonslaster enklere.

3.7 GEOMETRISKE EGENSKAPER

I Eurokodene er det ikke angitt partsialfaktorer som tar hensyn til usikkerheter i geometri, men ved dimensjoneringen er det nødvendig å inkludere relevante toleranser på alle geometriske inngangsdata.

3.8 MATERIALEGENSKAPER

3.8.1 Karakteristiske verdier

3.8.1.1 Karakteristiske verdier for geotekniske parametere

Valg av karakteristiske verdier for geotekniske parametere skal i henhold til 2.4.3 ENV 1997-1 baseres på resultater fra laboratorieforsøk og feltmålinger med bakgrunn i veletablert erfaring. Parametrene skal velges som forsiktige anslagverdier i relasjon til følgende forhold, bl.a. bakgrunnsinformasjon, undersøkelsenes omfang, variasjoner i resultatene og grensetilstanden som vurderes.

3.8.1.2 Karakteristiske materialegenskaper for armering

Produsenten angir karakteristiske materialegenskaper X_k for armeringsmaterialet slik som:

- korttids strekkstyrke i forhold til deformasjon
- krypbruddsmålinger
- bestandighetsforsøk
- styrke i skjøter

Hva som er nødvendig for de ulike dimensjoneringsberegninger er beskrevet i de ulike dimensjoneringskapitlene så vel som i materialkapitlet.

3.8.2 Dimensjoneringsverdier

3.8.2.1 Dimensjoneringsverdier for geotekniske parametere

Dimensjoneringsverdier for geotekniske parametere skal utledes fra karakteristiske verdier ved bruk av ligning 3.15.

$$X_d = X_k / \gamma_M \qquad (3.15)$$

BRUDDGRENSETILSTANDEN

Partsialfaktorene, γ_M, vist i tabell 3.4 er i samsvar med ENV 1997-1. For partsialfaktorer i henhold til gjeldende nasjonale dokumenter (NAD) se vedlegg B, kapittel 1.2.

Tabell 3.4 Partielle materialfaktorer[15] γ_M – bruddgrensetilstand i vedvarende og forbigående situasjoner i henhold til ENV 1997-1.

	Grunnforhold			
Tilfelle	tan Φ	c'	c_u	q_u[16]
Tilfelle A	[1,10][17]	[1,30]	[1,20]	[1,20]
Tilfelle B	[1,00]	[1,00]	[1,00]	[1,00]
Tilfelle C	[1,25]	[1,60]	[1,40]	[1,40]

BRUKSGRENSETILSTANDEN

I bruksgrensetilstanden er alle verdier for γ_M = 1,0 i henhold til 2.4.3 (13)P ENV 1997-1.

3.8.2.2 Dimensjoneringsverdier for armering

FYSISKE EGENSKAPER

Armeringens egenskaper må dokumenteres i henhold til relevante standarder, se ytterligere informasjon i kapittel 2.

BEREGNING AV DIMENSJONERENDE STYRKE

Tillatt strekkraft per enhetsbredde i armeringen avhenger vanligvis av armeringstype og sikkerhetskravene til den armerte konstruksjonen, spenningsforholdene armeringen utsettes for samt anleggtekniske og miljømessige forhold. Av denne grunn deles bruddstyrkeparametere bestemt ut fra korttidsverdier med flere reduksjonsfaktorer. Disse benyttes for å ta hensyn til potensielt kryp, anleggskader og aldring.

Tillatt dimensjonerende styrke for geosyntetisk armering (partsialfaktormetode)

$$X_d = \frac{\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot X_k}{\gamma_M} \qquad (3.16)$$

Faktoren η_i (tabell 3.5) er her introdusert som en konverteringsfaktor for å tilpasse forsøksdata, se også figur 3.4 og kapittel 2, Materialer. Ulike typer konstruksjoner setter ulike krav til geosyntetisk armering noe som resulterer i ulike verdier for η_i. Hvis materialegenskapene er basert på langtidsforsøk blir faktoren η_i = 1,0 (se også kapittel 2.1.1.5)

[15] I ENV 1991-1 har henholdsvis γ_M og γ_m ulike beskrivelser. I det første tilfellet er modellusikkerheten γ_{Rd} inkludert i partsialfaktoren mens i det siste tilfellet er de to usikkerhetene atskilt.
[16] Trykkstyrke for jord og berg
[17] Verdier i [ ] anvendes hvis ikke andre verdier er gitt i NAD

Tabell 3.5 Omregningsfaktorer for geosyntetisk armering

Omregningsparameter - materialforhold	Omregningsfaktor
Krypfaktor (avhengig av levetid)	$\eta_1 = 1/F_{cr}$[16]
Anleggskade	$\eta_2 = 1/F_{id}$
Biologisk og kjemisk nedbryting	$\eta_3 = 1/F_{env}$

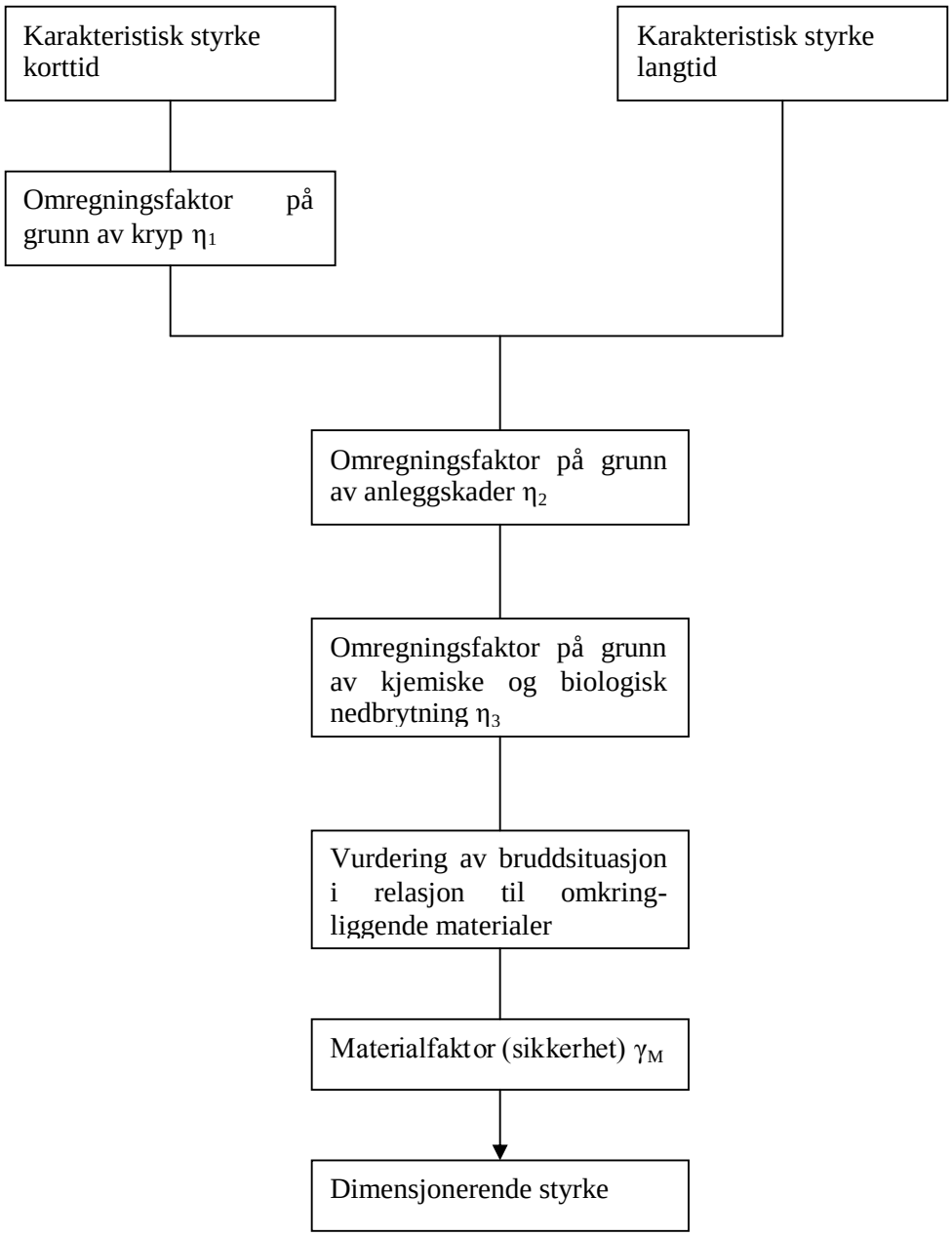
I mangel av tilstrekkelig data om langtidsoppførsel skal følgende reduksjonsfaktorer anvendes på maksimale styrkeverdier (toppverdier) i henhold til ”Guide to durability” (holdbarhetsveiledning - CEN dokument):

F_{env} miljø
$F_{geo}=\gamma_M$ generell materialsikkerhetsfaktor
F_{cr} krypreduksjonsfaktor
F_{id} reduksjonsfaktor for anleggskader

Bestemmelse av karakteristisk langtidsstyrke må også omfatte en vurdering av forenelighet med omkringliggende materialer. For geosyntetisk armering i kombinasjon materialer med en sprø bruddmekanisme, (f.eks. kvikkleire) må deformasjoner i bruddsituasjonen begrenses. Se referanse til relevant kapittel.

Dokumentasjon når det gjelder produktrelaterte reduksjonsfaktorer må være tilgjengelig fra forhandler eller uavhengig institusjon eller tilsvarende.

[16] Reduksjonsfaktor i henhold til varighetsrettledning



Figur 3.4 Beregning av dimensjonerende styrke for armering av geosynteter (ligning 3.16)

EGENSKAPER RELATERT TIL FELTFORSØK

Ved dimensjonering av en jordnaglet konstruksjon avhenger verdien av η (ligning 3.16) av omfanget av utførte feltforsøk, se kapittel 2 Materialer. En partiell materialfaktor γ_T anvendes her for mobilisert friksjonskraft (jord/nagle) for å ta hensyn til variasjoner i forsøkresultatene.

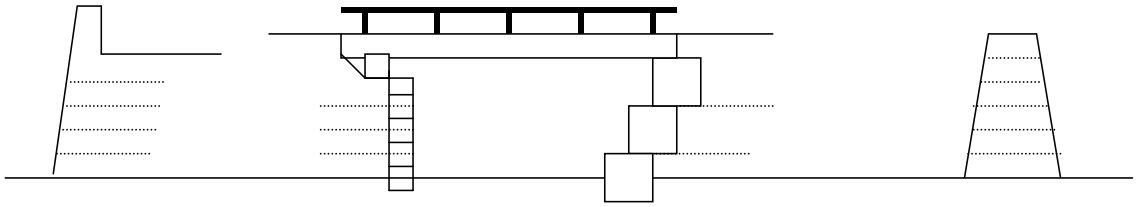
4. BRATTE SKRÅNINGER OG VEGGER

4.1 INTRODUKSJON

Armerte fyllinger kan ofte vise seg å være økonomisk attraktive måter å bygge vegger, brulandkar, fyllinger, støyvoller og bratte skråninger på.

Ved å introdusere horisontale lag med armering i en konstruksjon er det mulig å stabilisere og forsterke fyllingen.

Siden tidlig på 1980-tallet har flere prosjekter blitt bygget ved bruk av armerte jordfyllinger.



Støttemurer og bratte skråninger | Brulandkar | Støyvoller/fyllinger

Figur 4.1 Typiske anvendelser basert på armerte jordfyllinger

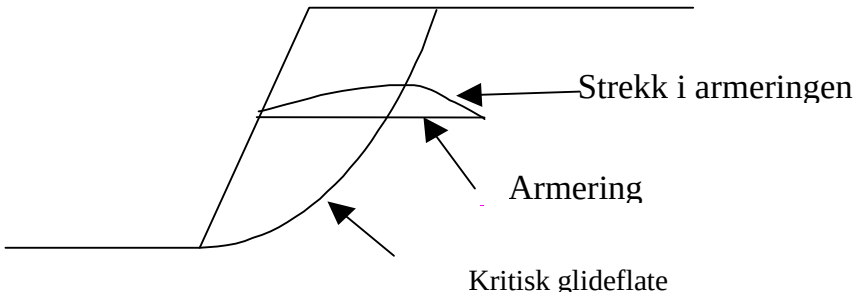
Vegger og landkar dekker vanligvis anvendelser av armert jord med skråningsvinkel mellom 70 – 90 grader mens armerte skråninger kan være slakere. Generelt må prosjektering basert på armert jord omfatte både interne så vell som eksterne stabilitetskontroller.

Prosjekteringen må baseres på velkjente og generelt aksepterte dimensjoneringsmetoder som på en tilfredstillende måte tar hensyn til forholdene på det aktuelle sted.

4.1.1 Armeringens virkning

Armerte konstruksjoner består av horisontale lag med armering plassert i flere nivåer.

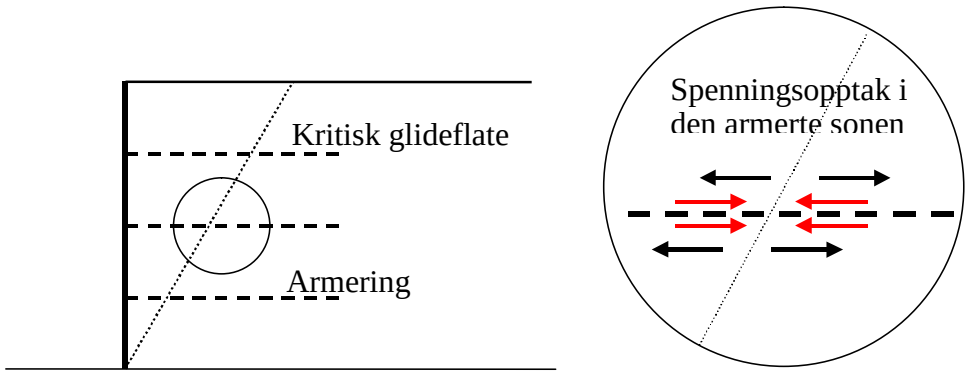
Hensikten med armeringen er å introdusere strekkstyrke i den kombinerte konstruksjonen av jordarmeing. I en armert skråning eller vegg vil dette hindre jordmassene i å gli ut ved at det oppstår strekk i armeringen langs den mest kritiske glideflaten. Samtidig vil forankringssonene foran og bak glideflaten skape nødvendig uttrekksmotstand for armeringen. Dette er selvfølgelig en forenklet modell og den reelle virkningen kan være mer kompleks.



Figur 4.2 Strekk i armeringen

Avhengig av konstruksjon så er armeringen enten knyttet direkte til frontkledningen eller den benyttes som stabiliserende frontelement. En vanlig metode er å brette armeringen opp rundt jordmassene i fronten og forankre enden tilstrekkelig langt inn i jordmassene.

En viss deformasjon kreves for å aktivere nødvendig strekk i armeringen. Setninger i denne sammenheng er diskutert i kapittel 4.4.1.



Figur 4.3 Prinsippskisse som viser armeringens funksjon og spenningsoverføringen i den armerte sonen. Her er den kritiske glideflaten vist som en rett linje, men andre og mer kompliserte glideflater kan analyseres avhengig av regneverktøyet som anvendes.

4.2 NØDVENDIG INFORMASJON FOR DIMENSJONERINGEN

For dimensjonering av en armert støttekonstruksjon er det nødvendig å ha et fornuftig informasjonsnivå tilgjengelig for beregningene for å oppnå nøyaktige resultater.

Sikkerhetsnivået for konstruksjonen avhenger av presisjonen i foreliggende informasjon om undergrunnen, fyllmasser, grunnvannsforhold, vanntrykk, drenering, laster, armering etc.
Det er meget viktig å kontrollere den globale stabiliteten så vel som den interne stabiliteten. For støttekonstruksjoner og landkar hvor frontsystemer er inkludert, må disse også kontrolleres tilstrekkelig.

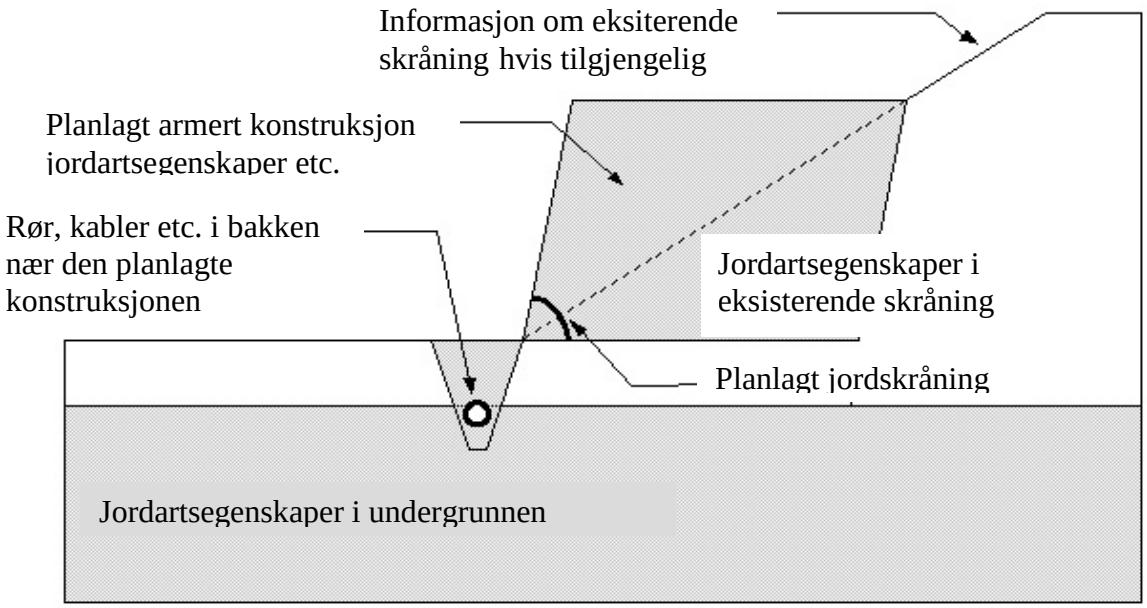
De fleste skader på støttekonstruksjoner og bratte skråninger har sammenheng med undervurdering av vanntrykk. Vann og drenasje må derfor gis spesiell oppmerksomhet i prosjekteringsfasen.

For bratte skråninger hvor det ofte er planlagt en grønn front, må spesielle hensyn tas til vekstforholdene ved skråningsoverflaten.

4.2.1 Geometri og fundamenteringsforhold

For prosjektering av en armert vegg må det foretas en detaljert beskrivelse av geometri og fundamenteringsforhold. Dette omfatter også informasjon om grunnvann, poretrykk, vannstrømmer etc. Hensyn knyttet til kabler, rørledninger og lignende i bakken må også ivaretas med tanke på fremtidige arbeider nær den armerte konstruksjonen.

I Eurokoden er det ikke angitt partsialfaktorer for usikkerheter i geometri, men ved dimensjoneringen er det nødvendig å inkludere relevante toleransegrenser for alle geometriske dimensjonsstørrelser. Uavhengig av om Eurokoden eller nasjonale standarder benyttes så må grunnforholdene undersøkes tilstrekkelig til at kritiske stabilitetsproblemer kan unngås. Dette omfatter også dimensjonering av drenssystemer.



Figur 4.4 Typisk geometri inkludert fundamenteringsegenskaper

Ved bruk av EC-7 eller nasjonale standarder så må jordartsegenskapene undersøkes grundig og på en måte som gjør at kritiske stabilitetsforhold kan unngås.

4.3 DIMENSJONERING I BRUDDGRENSETILSTANDEN

Prinsippene ved dimensjonering i bruddgrensetilstanden er definert i ENV 1991-1, ENV 1997-1 og i andre nasjonale standarder. Bruddgrensetilstandsmetoden er basert på bruk av partsialfaktorer på laster, armering og geometriske parametere.

Dimensjoneringskravene er i denne håndboken beskrevet i kapittel 3.4. For de fleste armerte vegger og skråninger så vil lasttilfelle C være relevant som beskrevet i kapittel 3.4.

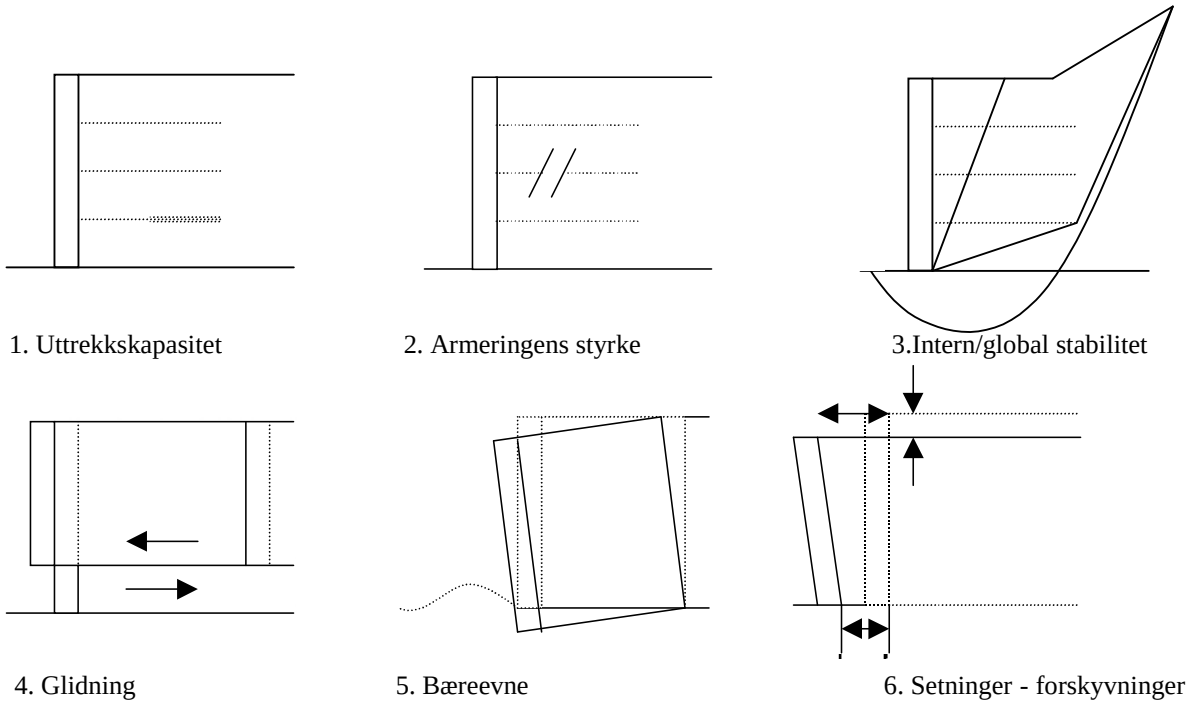
I henhold til noen nasjonale standarder deles konstruksjoner inn i ulike sikkerhetsklasser med korresponderende partsialfaktorer, se også tillegg B. I de siste tiår er det anvendt mye energi på å utvikle nye og mer nøyaktige dimensjoneringsmetoder, spesielt for støttemurer. Noen av metodene er basert på forenklede modeller som gir fornuftige resultater. Andre benytter avanserte datamaskinmodeller enten basert på iterasjon eller endelig elementmetoder (FEM). Både de forenklede modellene og de avanserte datamaskinmodellene er egnet for dimensjonering av armerte vegger.

Hovedforskjellen mellom de tilgjengelige dimensjoneringsmetodene er relatert til håndtering av vann, setninger og forskyvninger. Jo mer avansert metodene blir, jo mer nøyaktig kan modellene behandle disse forholdene. Resultatet er at sikrere og mer økonomiske konstruksjoner kan forventes.

Enhver dimensjonering må ta hensyn til:

- Interne stabilitetsforhold
- Global stabilitet

Følgende forhold må undersøkes:



Figur 4.5 Typiske brudd- og deformasjonsmodeller som må undersøkes

Tilfellene 1, 2 og 4 vil bli gjennomgått her så vel som kontroll av intern stabilitet i tifelle 3. Global stabilitet behandles i henhold til tradisjonelle geotekniske prinsipper.

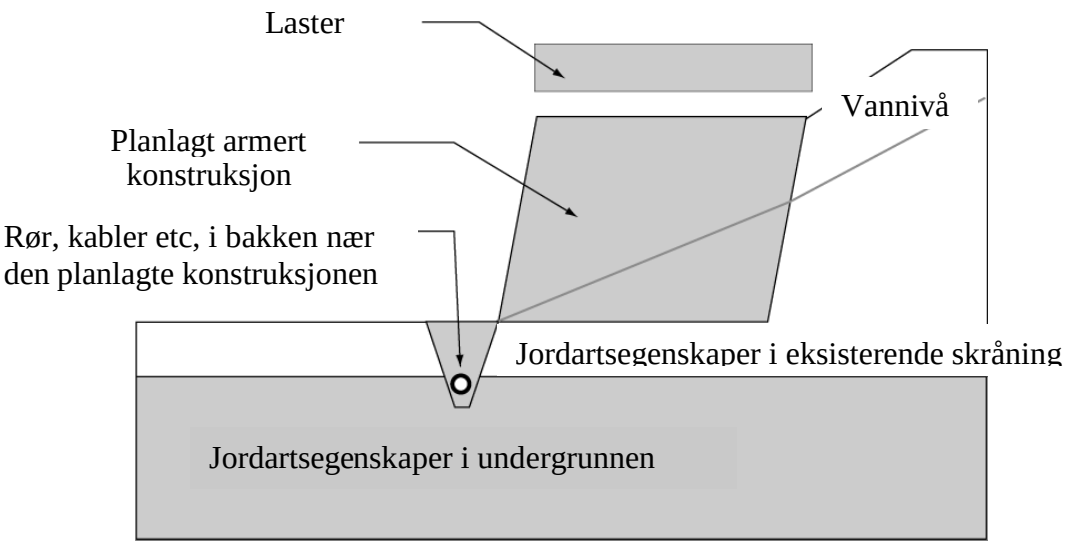
Bæreevnekapasitet må undersøkes hvis ikke dimensjoneringsmodellen som anvendes tar hensyn til dette gjennom analysene av den global stabiliteten. Bæreevneproblemer behandles i samsvar med tradisjonelle geotekniske prinsipper.

Mange dimensjoneringsretningslinjer inkluderer også velting som en potensiell bruddmodell. Beregningene og kriteriene tilsvarer de som er kjent fra klassiske gravitasjonsmurer. Fleksibiliteten i armerte jordkonstruksjoner gjør faren for velting meget usannsynlig. Imidlertid gir veltingskriteriet i form av maksimum tillatt eksentrisitet en støtte i å kontrollere forskyvning fremover ved å begrense vipping og dette kan være et godt alternativ til mer avanserte analyser med FEM.

4.3.1 Dimensjoneringsverdier og laster

For å oppnå en pålitelig dimensjonering, men også for å unngå overkonservative løsninger, så må alle materialer analyseres på en riktig måte i henhold til kapittel 2. For mindre prosjekter kan det være riktig å velge konservative verdier av økonomiske hensyn. For større prosjekter må undersøkelser av fyllingsmaterialene alltid foretas for å optimalisere dimensjoneringen.

4.3.1.1 Dimensjoneringsparametere



Figur 4.6 Eksempel på geometri inkludert fundamenterings- og lastforhold

Tabell 4.1 Typiske dimensjoneringsparametere for en konstruksjon er gitt ved karakteristiske verdier redusert med partsialfaktorer i henhold til kapittel 2.

Karakteristiske verdier	Partsialfaktor	Dimensjonerings parameter	Enhet
γ_k – verdi for tyngdetetthet i fylling/jord	$\gamma_\gamma = 1{,}0$	γ_d	kN/m^3
ϕ_k - friksjonsvinkel	γ_ϕ (tan ϕ_k)	ϕ_d	0
c_{uk} – udrenert skjærstyrke (s_{uk})	γ_{Cu}	c_{ud} (s_{ud})	kPa
c'_k – kohesjonsledd ($a = c'_k/\tan \phi_k$)	$\gamma_{C'}$	c'_d (a)	kPa
q_G, q_Q - Overlagringslast	γ_G, γ_Q	q_G, q_Q -	kPa

Hvis det eksisterer rørledninger etc. nær eller under konstruksjonen må forholdene vurderes for å påvise nødvendig motstand mot mulig fremtidig jordtrykk etc.

4.3.1.2 Dimensjonerende styrke for geosyntektisk armering

Materialer som skal inngå i en armert jordkonstruksjon må vurderes på tilfredstillende måte basert på karakteristiske verdier oppgitt av leverandøren eller uavhengig forskningsinstitusjon eller i nasjonale sertifikater, godkjenningsdokumenter e.l.

Armeringens egenskaper må dokumenteres i henhold til relevante standarder, kfr. kapittel 2. Dokumentasjon når det gjelder produktrelaterte omregningsfaktorer må generelt oppgis av leverandør, uavhengige institutter eller lignende.

Dimensjonerende styrke for armeringen (T_d) må prinsipielt beregnes i henhold til prosedyren gitt i kapittel 3. Deformasjoner i armeringen som samsvarer med tillatte setninger og deformasjoner er omtalt i kapittel 4.4.1. Vær oppmerksom på at noen typer frontløsninger og/eller kombinasjoner med stive konstruksjoner kan innebære enda større restriksjoner når det gjelder deformasjoner.

Beregninger basert på FEM inkluderer E-moduler som stivhetsparametere. E-modulen påvirkes av styrke, deformasjon og tid. E-modulen må derfor bestemmes på riktig måte og kalibreres i prosjekteringsprosessen og dokumenteres for hele varepartiet som anvendes.

Samvirkekoeffisienten mellom fylling/jord og armeringen vil normalt variere i henhold til tabell 4.2. Partsialfaktoren for horisontal glidning og uttrekk av armeringen avhenger av nøyaktighetsgraden ved bestemmelse av samvirkekoeffisienten. Hvis det ikke foreligger dokumentasjon for en gitt armeringstype så må konservative verdier benyttes.

Tabell 4.2 Samvirkekoeffisient og partsialfaktorer

Samvirke fylling/jord - armering	Faktor	Verdi
Samvirkekoeffisient fyllig/armering	α_1	0,5 – 1,0
Samvirkekoeffisient jord i fundamentnivå/armering	α_2	0,5 – 1,0
Partsialfaktor for glidning på armering	γ_s	1,3
Partsialfaktor for armeringens uttrekkskapasitet	γ_p	1,3 – 1,5

Anbefalte verdier for samvirkekoeffisienter er gitt i kapittel 2 og vedlegg A, men må generelt baseres på forsøk med den aktuelle armeringstype og jordart. Det anbefales å velge en partsialfaktor for uttrekksmotstand på mellom 1,3 og 1,5. For partsialfaktoren for glidning anbefales en verdi på 1,3. Denne faktoren kan imidlertid reduseres hvis både fyllmaterialet og armeringsmaterialet er gitt og anleggspesifikk erfaring eller resultater fra uttrekksforsøk er tilgjengelig.

Overlapping eller sammensying av geosynteter i hovedstyrkeretningen bør generelt ikke tillates hvis ikke forsøk, relevante sertifikater eller lignende er i stand til å dokumentere kapasiteten i bindeleddet.

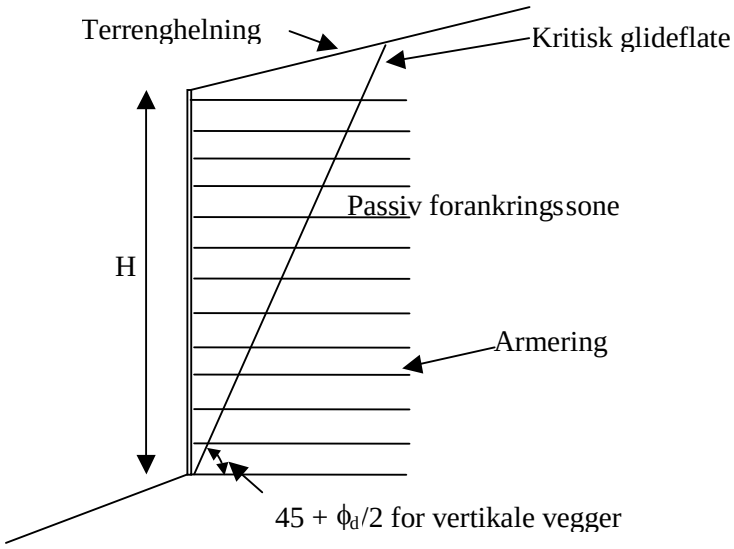
4.3.2 Dimensjonering skritt for skritt

Dimensjoneringsmetodene vist i dette kapitlet er basert på en forenklet modell. Bare beregninger av intern stabilitet og glidning er vist. For kompliserte konstruksjoner anbefales mer avanserte metoder for å unngå begrensninger i og gyldighet av dimensjoneringen.

Internt brudd kan oppstå på to forskjellige måter:

- Svikt på grunn av forlengelse av eller brudd i armeringen.
  Strekkrefter (og i tilfelle stiv armering, skjærkrefter) i armeringen blir så store at armeringen forlenges overdrevent eller bringes til brudd noe som vil føre til store deformasjoner og sammenbrudd i konstruksjonen.
- Svikt på grunn av armeringsuttrekk
  Strekkreftene i armeringen overstiger uttrekksmotstanden, dvs kraften som skal til for å trekke armeringen ut av jordvolumet. Dette vil i sin tur øke skjærspenningen i omkringliggende jord og føre til store bevegelser og mulig sammenbrudd av konstruksjonen.

Dimensjoneringsprosessen for å sikre intern stabilitet består derfor av å bestemme største strekkraft som kan oppstå og lokalitet i forhold til kritiske glideflater og motstanden som armeringen kan yte både når det gjelder uttrekkskapasitet og strekkstyrke.



Figur 4.7 Modell for dimensjonering

Den mest kritiske glideflaten er for vertikale vegger antatt å være en rett linje som går gjennom tåpunktet ved en vinkel på 45 + ϕ_d/2 med horisontalplanet (med antagelse om at det ikke er noen veggfriksjon). For armering med små deformasjoner som stålstriper eller stålnett anvendes vanligvis en annen kritisk glideflate som vist i vedlegg C. Hvis

veggfronten heller bakover, vil den mest kritiske glideflaten ha en mindre vinkel med horisontalplanet og endres også til en buet linje. Det anbefales å benytte en konvensjonell stabilitetsanalyse for å finne kritisk glideflate når veggfronten heller mer enn 10^0.

Forskjellige diagrammer og formler er tilgjengelig for å bestemme den aktive jordtrykkskoeffisienten, K_a. Både ruheten mellom jord og frontmaterialet, helningen på fronten og mulig helning på ovenforliggende terreng må tas hensyn til. Formelen angitt nedenfor er gyldig for vertikale vegger med antagelse om at det ikke er veggfriksjon og ingen helning på ovenforliggende terreng. For geosyntetisk armering ar den aktive jordtrykkskoeffisienten basert på både interne og globale stabilitetsberegninger. For stålarmering og annen armering med små deformasjoner så må jordtrykkskoeffisienten økes med en faktor på 1,2 – 2,5 for beregninger av intern stabilitet, se vedlegg C.

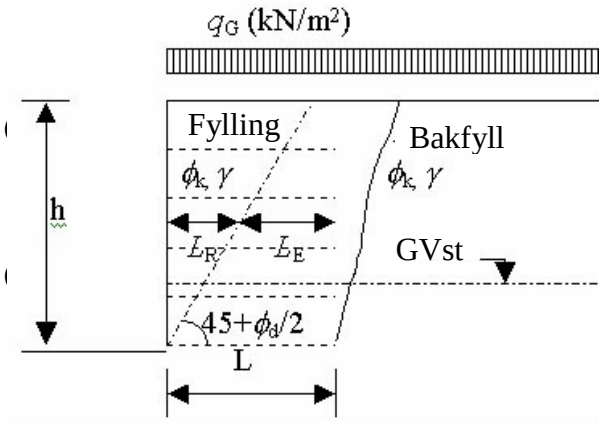
Definisjoner:
Aktiv jordtrykkskoeffisient:

$$K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi_d}{2}) \qquad (4.1)$$

Hvor

$$\phi_d = \arctan(\frac{\tan\phi_k}{\gamma_\phi}) \qquad (4.2)$$

q_G = karakteristisk last



Figur 4.8 Geometri og inngangsparametere for en vegg

I de nordiske landene settes partsialfaktoren for vekt av jord vanligvis til $\gamma_\gamma = 1{,}0$, dvs $\gamma_d = \gamma_\gamma \gamma$

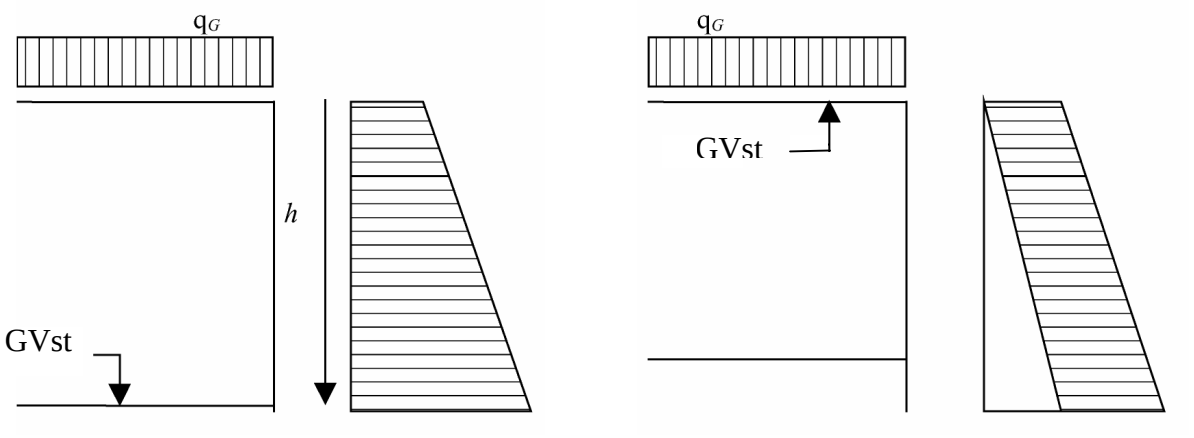
4.3.2.1 Spenningsberegninger

Vertikal effektivspenning:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \qquad \sigma_v = \gamma_d \cdot h + q_d \qquad u = \gamma_w \cdot h_w$$

hvor q_d = dimensjonerende belastning
γ_d = dimensjonerende tyngdetetthet av jord
γ_w = dimensjonerende tyngdetetthet av vann

Dette kan illustreres på følgende måte:



Figur 4.9 Spenningsdiagram med og uten vann

Horisontaltrykket fra jord og vann kan da beregnes som følger:

$$p_{ad} = (K_{ad} \cdot \sigma'_{vd}) + u_d \qquad (4.3)$$

hvor

p_{ad}	horisontaltrykket i en gitt dybde
σ'_{vd}	vertikal effektivspenning
u_d	vanntrykk

4.3.2.2 Avstand mellom armeringslag

Ved prosjektering av vertikale vegger og landkar er det mulig både å variere avstanden mellom armeringslagene og å variere styrken av armeringen.

Vanligvis kan den kritiske avstanden for armeringslag beregnes på følgende måte:

$$S_{vd} = \frac{T_d}{p_{ad,max}} \qquad (4.4)$$

Hvor

S_{vd}	Avstanden mellom armeringslagene
T_d	Dimensjonerende styrke i armeringen
$p_{ad,maks}$	Største horisontale trykk fra jord og vann

Avstanden mellom armeringslagene varierer typisk mellom 0,2 – 0,6 m og bør normalt ikke overstige 1,0 m. Lag med sekundærarmering som har lavere styrke og kortere lengde, kan legges inn mellom hovedarmeringen for å øke lokalstabiliteten (glidning) mellom armeringslagene og for å redusere deformasjoner ved frontoverflaten. Lengden av sekundærarmeringen benyttet for å øke stabiliteten i fronten av fyllingen bør generelt ligge i området 2 m

Hvis en fast armeringsavstand er nødvendig, f.eks. ved bruk av prefabrikkerte blokker som frontkledning, kan samme formel anvendes for å beregne nødvendig armeringslengde.

Den samme formelen kan også anvendes for å dimensjonere konstruksjoner med varierende avstand og armeringsstyrke hvor $p_{a,maks}$ er største horisontaltrykk i angitt nivå (= p_a).

4.3.2.3 Beregning av armeringslengde

Armeringslengden varierer vanligvis fra ca. 60% til 80% av vegghøyden. Både høyere og lavere verdier kan anvendes. Armeringslengden velges ofte lik for hele konstruksjonen. For enkle dimensjoneringsmetoder bør lik armeringslengde anvendes. Flere parametere vil influere på nødvendig armeringslengde slik som jordas skjærstyrke, helning på veggens front, helning på ovenforliggende terreng, vann/pore-trykk i fyllingen, glidning mot underlaget og undergrunnens bæreevne.

Den interne stabilitetskontrollen (avstand til kritisk glideflate og uttrekksmotstand) vil normalt kreve lengst armering i toppen av konstruksjonen, mens horisontalglidning og global stabilitet ofte krever størst lengde ved foten. Nødvendig armeringslengde for alle lag settes vanligvis til største lengde for en av de tre kontrollsituasjonene, ”intern stabilitet”, ”horisontalglidning” og ”global stabilitet”.

INTERN STABILITET

Total armeringslengde kan beregnes som:

$$L = L_R + L_E \qquad (4.5)$$

I den passive sonen beregnes forankringslengden for å oppnå nødvendig uttrekkskapasitet:

$$L_E = \frac{p_{ad} S_{Vd}}{\frac{2\alpha_1}{\gamma_p}(c'_d + \gamma_d \cdot h \cdot \tan\phi'_d)} \quad \text{eller} \quad L_E = \frac{p_{ad} S_{Vd}}{\frac{2\alpha_1}{\gamma_p}(a + \gamma_d \cdot h \cdot)\tan\phi'_d} \qquad (4.6)$$

Hvor:

α_1	Samvirkekoeffisient mellom jord og armering
p_{ad}	Horisontaltrykk i gitt nivå (vann inkludert)
γ_p	Partsialfaktor for armeringens uttrekksmotstand (også relatert til samvirkekoeffisienten)
c'_d	Kohesjonsledd for fylling/jord - effektivspenning
a	Attraksjon for fylling/jord – effektivspenning ($a = c'_d/\tan\phi_d$ for $\gamma_\phi = \gamma_{c'}$)
γ_d	Dimensjonerende tyngdetetthet av jord
h	Dybde fra toppen i angitt nivå

L_E bør uavhengig av beregninger ha en lengde på minst 1,0 m uttrykt som $L_E \geq L_{min} \geq 1{,}0$ m.

Trafikklaster og andre bevegelige laster må ikke medregnes ved dimensjonering av uttrekkskapasitet.

I den aktive sonen beregnes armeringslengden som avstanden fra fronten til kritisk glideflate (for uarmert konstruksjon). For vertikale vegger antas kritisk glideflate å utgjøre en rett linje gjennom foten av skråningen og med en vinkel på 45 + ϕ/2 med horisontalen, se figur 4.7, og følgende armeringslengde kan beregnes.

$$L_R = (H - h)\tan(45 - \frac{\phi_d}{2}) \qquad (4.7)$$

Hvor *h* er dybden fra toppen av veggen til aktuelt nivå.

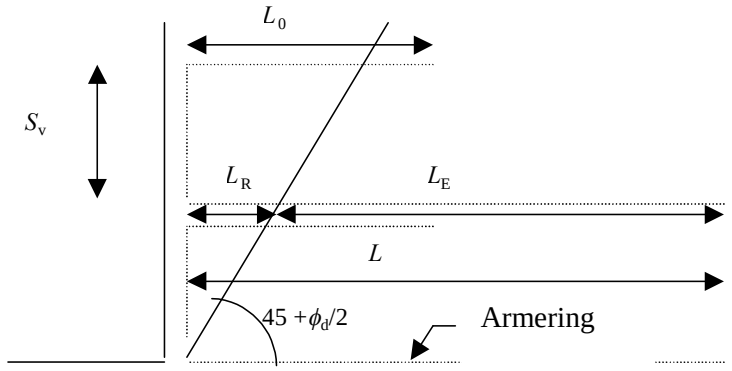
Hvis fronten av veggen heller mer enn 10^0 så må kritisk glideflate bestemmes ved bruk av klassisk stabilitetsberegning. Armeringslengden i den aktive sonen kan da bestemmes ut fra geometri.

Den totale armeringslengden beregnet ut fra intern stabilitetskontroll er summen av:

$$L = L_R + L_E \qquad (4.8)$$

Merk, globale stabilitetsbetraktninger kan kreve større armeringslengder.

L_R bør vanligvis ha en lengde på minimum 1,0 m for å sikre god forankring. Lengden vil for de lavere lagene være mindre enn 1,0 m. I praksis betyr dette at armeringen enten må festes ordentlig til frontsystemet eller brettes opp rundt jordmassene som vist i figur 4.10.



Figur 4.10 Prinsipp ved oppbrettet front hvor L_0 = min. 1,0 m

For praktiske formål er en minimums oppbrettlengde på L_0 = 1,0 m tilstrekkelig. Når armeringsavstanden er større enn 0,5 m anbefales $L_0 > 2\ S_V$ hvis armeringslengden ikke kontrolleres. For konstruksjoner med høy vannstand må armeringslengden alltid kontrolleres.

GLOBAL STABILITET OG HORISONTAL GLIDNING

Horisontaltrykket fra jorda bak den armerte sonen kan forårsake glidning over eller under det underste armeringslaget. For å hindre horisontalglidning er en forenklet metode å beregne minste armeringslengde som:

$$L_e \geq \frac{0.5K_{ad}H\left(\gamma_d H + 2\left(q_{Q_d} + q_{G_d}\right)\right)\gamma_s}{\gamma_d h\, \alpha'_2 \tan\phi'_d} \qquad (4.9)$$

hvor H er midlere fyllingshøyde over den armerte lengden.

L_e er minimum total armeringslengde ved foten for å hindre horisontalglidning (suffikset e er lagt til for å være i samsvar med andre kapitler hvor den samme formelen er anvendt). Stabiliteten mot glidning må kontrolleres både over og under armeringslaget i bunnen ved bruk av relevant friksjonskoeffisient og kohesjonsledd. For mer komplekse konstruksjoner, f.eks. hvis armeringslengden eller fyllingsmaterialet varierer, kan der være nødvendig å kontrollere flere lag (dvs varierende H).

Bemerk at globale stabilitetsvurderinger kan kreve lenger armering.

GLOBAL STABILITET OG GRUNNBRUDD

Global stabilitet og bæreevne må alltid vurderes i samsvar med tradisjonelle geotekniske prinsipper, f.eks. med Bishop, Janbu etc.

Global stabilitet kan bestemmes ved kraft- eller momentbalanse utført ved bruk av klassiske skråningsanalysemetoder. Den armerte jordkonstruksjonen betraktes da først som en hel enhet og bare glideflater utenfor enheten vurderes. Deretter analyseres sammensatte bruddflater som både går gjennom armerte og uarmerte soner. For enkle konstruksjoner (nær vertikal front, ensartet armeringslengde og avstand, en type fyllmasse, ubetydelig skråningshelning foran og bak veggen) så vil sammensatt brudd vanligvis ikke være kritisk.

Hvis minste sikkerhetsfaktor er mindre enn kravet, så kan enten armeringslengden økes eller det kan foretas jordforbedringstiltak i underliggende jordmasser.

Vanligvis vil det være to typer grunnbrudd som kan forekomme, vanlig skjærbrudd eller lokal utpressing av jordmassene.

For å forhindre grunnbrudd av type skjærbrudd så er kravet at vertikaltrykket ikke må overskride tillatt bæreevnen for underliggende jordmasser. Det er viktig ikke å undervurdere vertikaltrykket ved foten (husk at noe av belastningen fra jorden bak konstruksjonen vil både ha en vertikal og en horisontal komponent). Bæreevnen kan bestemmes ved bruk av klassiske geotekniske metoder.

Lokal utpressing av jordmasser i undergrunnen kan forekomme i bløte kohesjonsmasser. For å hindre store horisontalbevegelser så er største vegghøyde tilnærmet gitt ved:

$$\gamma_d \cdot H \leq 4 \cdot c_{ud} \qquad (4.10)$$

Største armeringslengde funnet ved analyse av intern stabilitet (ved toppen), glidning (ved foten) og global stabilitet (ved foten) anvendes vanligvis for alle armeringslagene.

4.4 DIMENSJONERING I BRUKSGRENSETILSTANDEN

De forskjellige problemene som må vurderes i bruksgrensetilstanden er følgende:

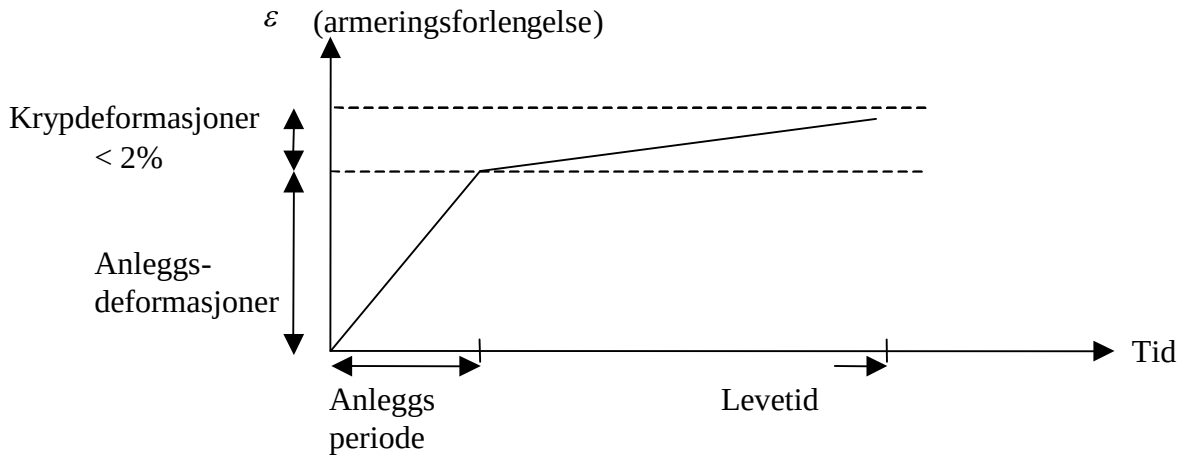
- Setning av fyllingen
- Forskyvning av fronten (kryp i armeringen, akseptable deformasjoner av frontkledningen)

4.4.1 Setninger og forskyvninger

Vertikale setninger kan beregnes i henhold til tradisjonelle metoder basert på effektivspenninger og setningsmodul.

Horisontalforskyvninger i området fra 0,1% - 0,3% av høyden kan forventes for vegger og landkar armert med geosynteter. Dette vil imidlertid avhenge av stivheten i armeringen, type jordmasse og komprimering av fyllingen.

Beregnet krypdeformasjon (etter bygging) i armeringen må vanligvis ikke tillates å overskride 2% i løpet av levetiden, se figur 4.11. For konstruksjoner hvor det er viktig å begrense deformasjoner i ferdig tilstand så må krypdeformasjonene begrenses.



Figur 4.11 Anleggsdeformasjoner og krypdeformasjoner

Vertikale vegger må, for å hindre at det oppstår overheng, dimensjoneres slik at horisontaldeformasjonene er akseptable. En helning bakover på 1 – 2 grader anbefales.

4.5 DRENERING OG VANNTRYKK

Vann i en armert jordfylling kan føre til uventet brudd hvis dette ikke er tatt tilstrekkelig hensyn til ved dimensjoneringen. Dette forhold må derfor gis spesiell oppmerksomhet for ethvert prosjekt. For enhver konstruksjon, midlertidig eller permanent, anbefales det å anslå forventet vanntrykk mot konstruksjonen.

Flere parametere påvirker vannforholdene i konstruksjonen og inkluderer følgende:

- Overflatevann – vann som kan komme inn i konstruksjonen ovenfra
- Internt vannivå – vann som kan komme inn i konstruksjonen fra baksiden
- Bruk av kohesjonsjordarter i fyllingen

For vertikale og nær vertikale vegger og landkar med frontkledning er det vanligvis anbefalt kun å anvende friksjonsmasser med gode dreneringsforhold samt å etablere effektive dreneringssystemer for konstruksjonen.

Ved å se på spenningsfordelingen i et typisk jordprofil basert på tradisjonell teori, se figur 4.12 så er det velkjent at effektivspenningen σ' vil påvirkes av grunnvannstanden (GVst) og kapillærnivået KVst).

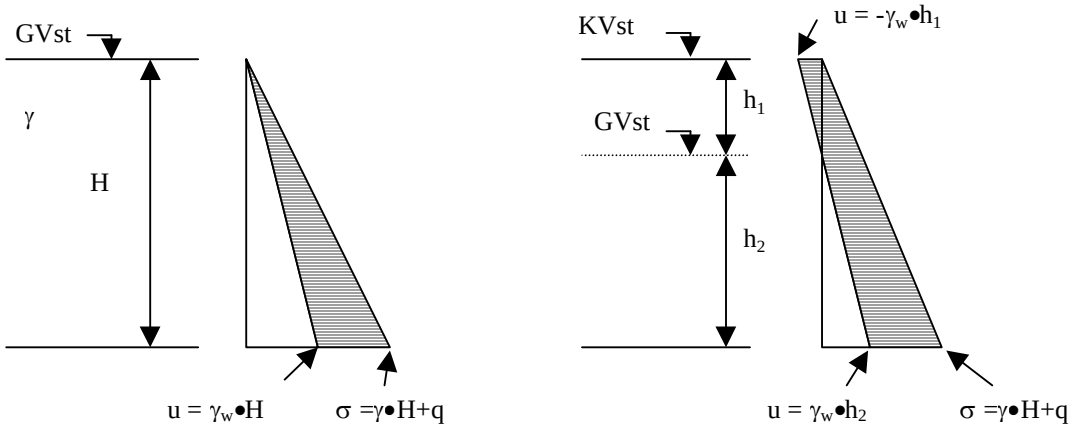
Den vertikale effektivspenningen er definert ved σ'_v som:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \tag{4.11}$$

I kapillærsonen økes effektivspenningen mens effektivspenningen reduseres under grunnvannsnivået (GVst). Øket effektivspenning må bare benyttes til å beregne aktivt tilleggsjordtrykk og ikke til å beregne økning i uttrekksmotstand eller kapasitet mot glidning.

Når det totale horisontaltrykket beregnes må vanntrykket legges til det aktive jordtrykket.

$$p_{ad} = (K_a \cdot \sigma'_{vd}) + u_d \tag{4.12}$$



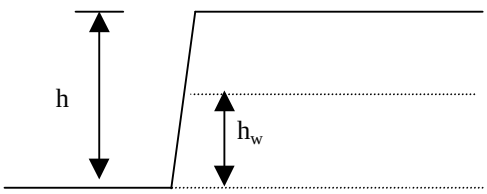
Figur 4.12 To typiske spenningsdiagrammer for vannmettet jord. Jord som mobiliserer en kapillær stigehøyde, vil ha en økning av effektivspenningstrykket illustrert ved figuren til høyre (bare kohesjonsjordarter som leire og silt).

En annen måte å handtere porevannstrykk på er basert på R_u-koeffisienten definert som:

$$R_u = \frac{\gamma_w \cdot h_w}{\gamma_d \cdot h} \qquad (4.13)$$

eller

$$R_u = \frac{u}{\gamma_d \cdot h} \qquad (4.14)$$



Figur 4.13 Definisjon av R_u-koeffisienten

R_u verdien varierer i området fra 0,0 (tørr fylling) til 0,5 (vannmettet fylling). Flere dimensjoneringsmetoder inkluderer spesielle diagrammer som angir forholdet mellom R_u og aktivt jordtrykk.

Vanntrykk må alltid regnes for ugunstigste forhold både i anleggs- og bruksfasen for konstruksjonen.

4.6 FRONTKLEDNINGER

Når det gjelder estetiske forhold så er valg av frontkledning en smak sak, men som for praktiske formål er knyttet til overflaten, integreringsmåte, toleranser, beplantning etc.

Frontløsninger kan deles inn i følgende grupper:

Tabell 4.3 Definisjon av frontløsninger

Myk	Eks. oppbrettsløsning
Fleksibel	Eks. gabioner, stålnettbaserte løsninger
Stiv	Eks. prefabrikkerte blokker

Frontløsninger produseres i en rekke varianter med mange ulike materialer. De fleste frontløsningene inkluderer festeanordninger mellom fronten og armeringen. Ethvert forbindelsesledd må vurderes for det enkelte frontsystem.

Frontsystemer må bare anvendes hvis det ut fra relevant erfaring er vist at systemet er egnet. Frontsystemer kan også anvendes hvis funksjonsegenskapene og bestandighet kan dokumenteres ut fra forsøk, kfr. forslag til prEN 14475.

Generell informasjon om frontkledninger er beskrevet i utkast til prEN 14475 – ”Execution of Special Geotechnical Works – Reinforced Fill”.

Generelt skal frontkledninger implementeres på en riktig måte i prosjekteringen og evalueres i henhold til kapittel 4.3.2. Mange dimensjoneringsmetoder betrakter fronten som en integrert del av konstruksjonen. Dette fører til en forenklet geometri basert på den armerte fyllingens og frontkledningens geometri. Ikke alle frontløsninger gir muligheter til denne typen integrasjon og dette forhold må alltid være gjenstand for nødvendige undersøkelser.

4.7 BESTANDIGHET

Generelt må enhver løsning vurderes på en egnet måte slik at bestandigheten samsvarer med prosjektert levetid i henhold til kapittel 2. Vurderingen må omfatte alle relevante forhold inkludert armering, frontelementer og andre byggeelementer i den armerte konstruksjonen.

Avhengig av type konstruksjon så må følgende forhold vurderes:

- Armeringens bestandighet (biologisk og kjemisk nedbryting)
- Frontløsningens bestandighet basert på (frost, korrosjon, UV-nedbrytning)
- Bestandighet i tilfelle brann (hele konstruksjonen)
- Bestandighet i tilfelle mekanisk skade eller vandalisme (i hovedsak frontløsningen)
- Beplantning (relevant for vurdering i forbindelse med UV-nedbrytning av syntetiske armeringsprodukter og geotekstiler utsatt for direkte sollys etc.)

For bratte skråninger er beplantning det viktigste elementet i forhold til bestandighet. Den beskyttende effekten fra vegetasjonen begrenser UV-nedbrytningen av geotekstiler og syntetiske armeringsprodukter ved skråningsoverflaten.

For vegger, landkar etc. medregnet forbindelsen mellom armeringen og frontpaneler slik som prefabrikkerte blokker, gabioner etc. så må bestandigheten vurderes for hele konstruksjonen som en enhet.

4.8 UTFØRELSE, KVALITETSKONTROLL OG KONTRAKTER

Denne håndboken beskriver de ovenfor nevnte forhold i følgende kapitler:

- Utførelse kapittel 8
- Kvalitetskontroll kapittel 9
- Kontrakter kapittel 10

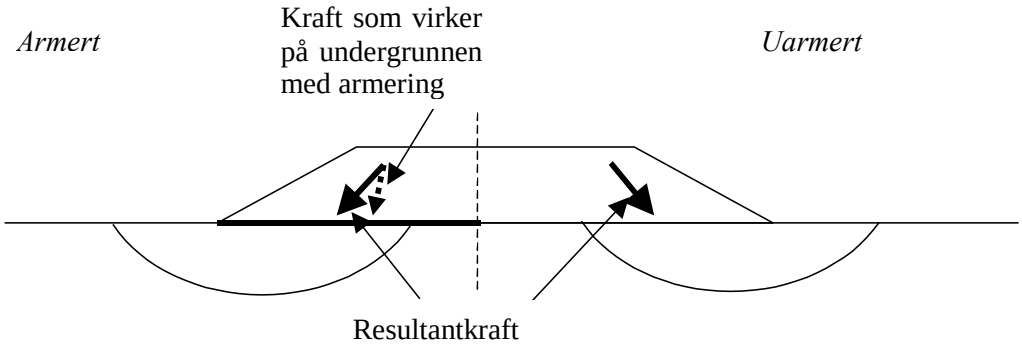
Ut fra en gitt løsning så anbefales det å sikre at ethvert åpent spørsmål i forhold til prosjektet når det gjelder prosjektansvar, utførelse og kvalitetskontroll er klart definert i kontrakten.

5. FYLLINGER PÅ BLØT UNDERGRUNN

5.1 INTRODUKSJON

5.1.1 Armeringens funksjon

Jordarmering kan anvendes for å øke bæreevnen for fyllinger på bløt undergrunn. Hensikten med armeringen er å oppta skjærspenninger fra fyllingen (horisontalglidning under fyllingen) og i noen grad også skjærspenninger i undergrunnen (utpressing), se figur 5.1.



Figur 5.1 Virkning av armering

Begrensning:

Maksimal bæreevne: $q = N_c \cdot c_u$ $(q = N_c \cdot s_u)$

Uarmert, r = 0 $\Rightarrow N_c = 2{,}8$

Armert, r = 0 $\Rightarrow N_c = 5{,}14$

Det vil si at største teoretiske forbedring i bæreevne er 83% (Den horisontale kraftkomponenten er tatt opp som strekkraft i armeringen).

5.1.2 Beregningsprinsipper

Angitt beregningsmetode tilsvarer metoden angitt i bristisk standard BS8006. Formlene er angitt for armering mellom fylling og bløt undergrunn. Denne metoden kontrollerer fyllingens stabilitet, men ikke setninger.

I tillegg til formelverket er det viktig at brukeren definerer grensetilstandene for dimensjonering av den armerte fyllingen. Permanente laster må alltid inkluderes. Trafikklaster (variable laster) kan unntas fra bruddgrenseanalyser i forbindelse med lagtidsstabilitet, men korttidsstabilitet og strekkstyrke bør kontrolleres for store variable laster (eks. toglaster på forholdsvis lave fyllinger).

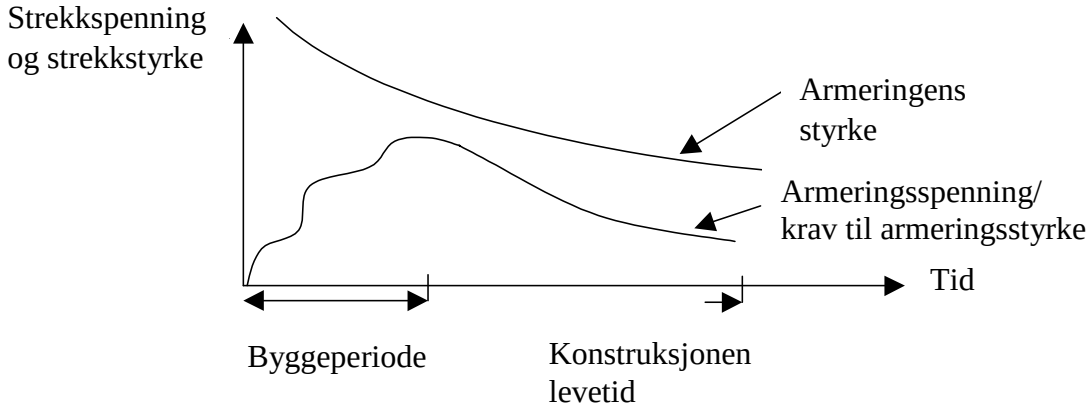
5.2 BEHOV FOR SPESIELL INFORMASJON VED DIMENSJONERINGEN

For dimensjonering av armerte fyllinger er det nødvendig med en del basisinformasjon. Fyllingens sikkerhetsnivå avhenger av nøyaktigheten vedrørende informasjon om jorda i

undergrunnen, fyllmassene, grunnvannsforholdene, belastninger, armeringen osv. Jo flere detaljer som er kjent, jo mer nøyaktig blir dimensjoneringen.
Det er meget viktig å kontrollere både ekstern og intern stabilitet.

5.2.1 Konstruksjonens levetid

Konstruksjonens levetid må vurderes når armeringens styrke skal beregnes. Bruk av armering reduserer mobilisering av jordas skjærstyrke i undergrunnen og øker dermed bæreevnen. Bruk av armering kan vanligvis øke bæreevnen i området 30 – 50 % avhengig av jordart. Den mest kritiske fasen er vanligvis ved avsluttet oppfylling eller like etter at disse arbeidene er avsluttet. Konsolidering vil over tid øke styrken av jorda i undergrunnen og dette vil medføre mindre krav til armeringsstyrken som illustrert i figur 5.2, men setninger kan øke strekktøyningene og dermed belastningen i armeringen. Langtidssetninger kan derfor motvirke reduksjoner i armeringsbelastningen på grunn av konsolidering og dermed også økning av fyllingens stabilitet.



Figur 5.2 Krav til armeringsstyrke

5.2.2 Geometri og fundamenteringsegenskaper

Lave fyllinger, mindre enn 2 m, kan vurderes basert på begrenset informasjon om geometri og undergrunnens egenskaper (men noe informasjon er nødvendig). For å vurdere armering av en høy fylling må det foreligge en detaljert beskrivelse av geometri og fundamenteringsforhold. Dette innebærer også informasjon om grunnvann etc. Hensyn må også tas til for eks. rørledninger i undergrunnen for å unngå skadelige setninger på disse.

I Eurokoden er det ingen partsialfaktorer for geometriske usikkerheter, men i dimensjoneringen er det nødvendig å inkludere relevante toleranser på alle geometriske data.

Jordartsegenskaper bør generelt undersøkes på en behørig måte og slik at kritiske stabilitetsproblemer kan unngås.

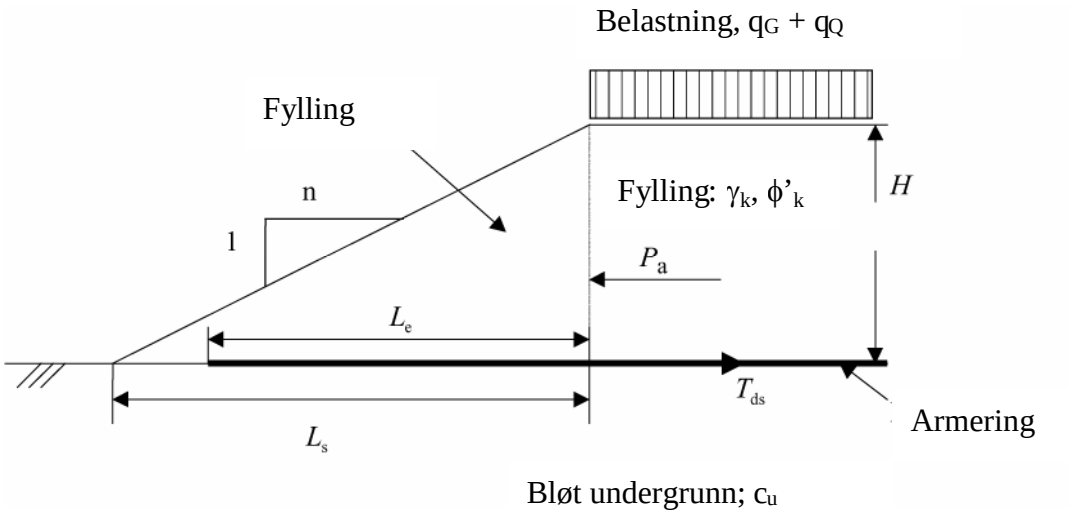
5.3 DIMENSJONERING I BRUDDGRENSETILSTANDEN

5.3.1 Bruddformer

De forskjellige problemene som må tas i betraktning i bruddgrensetilstanden er følgende:

- Lokal stabilitet av fyllingen (se figur 5.4)
- Horisontal glidning av fyllingen (se figur 5.5)
- Stabilitet mot rotasjon/totalstabilitet av fyllingen (se figur 5.8)
- Utpressing av masser under fyllingen (se figur 5.6 og figur 5.7)

5.3.2 Styrkeparametere og dimensjonerende laster



Figur 5.3 Typiske dimensjoneringsparametere

Typiske parametere er vist i figur 5.3 og tabell 5.1. Typiske verdier for en konstruksjon er gitt ved karakteristiske verdier redusert med partsialfaktorer som beskrevet i kapittel 2.

Tabell 5.1 Typiske geotekniske dimensjoneringsparametere.

Karakteristiske verdier	Partsialfaktor	Parametere	Enhet
γ_k – tyngdetetthet av fylling/jord	$\gamma_\gamma = 1.0$	γ_d	kN/m^3
ϕ_k - friksjonsvinkel	γ_ϕ (tan ϕ_k)	ϕ_d	°
c_{uk} – udrenert skjærstyrke (s_{uk})	γ_{Cu}	c_{ud} (s_{ud})	kPa
c'_k – kohesjonsverdi ($a = c'_k/\tan\phi_\kappa'$)	$\gamma_{c'}$	c'_d	kPa
q_G , q_Q – overflatelaster	γ_G , γ_Q	q_G , q_Q	kPa

Partsialfaktoren for tyngdetetthet av jord γ_γ settes vanligvis til 1,0 i nordiske land.

5.3.3 Dimensjonering steg for steg

Formlene som er vist inkluderer ikke sikkerhetsfaktorer som i ENV 1997-1 (Eurokode 7). Noen nasjonale standarder anvender imidlertid sikkerhetsfaktorer enten på last

(lastfaktorer) eller på armeringen (materialfaktor) og det er opp til brukeren å inkludere slike faktorer i samsvar med standarden som anvendes, se videre om dette i kapittel 3 med vedlegg.

5.3.3.1 Dimensjonerende strekkraft (bruddgrensetilstanden) T_r:

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

a) den maksimale strekkraften som er nødvendig for å hindre brudd ved rotasjon T_{ro} pr. m
(se avsnitt om stabilitet mot rotasjon) eller
b) summen av maksimal strekk-kraft som er nødvendig for å hindre horisontal glidning T_{ds} pr. m
(se avsnitt om horisontal glidning) og den maksimale strekkraft som er nødvendig for å hindre utpressing av masser under fyllingen T_{rf} pr. m (se avsnitt om utpressing av masser under fyllingen), dvs $T_{ds} + T_{rf}$.

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

5.3.3.2 Forankringslengde

Nødvendig forankringslengde utenfor fyllingens skulder, L_b, er den største verdien av L_b for å sikre stabilitet mot rotasjon, 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.*

5.3.3.3 Beregning av de ulike bruddmodellene

LOKALSTABILITET I FYLLINGEN

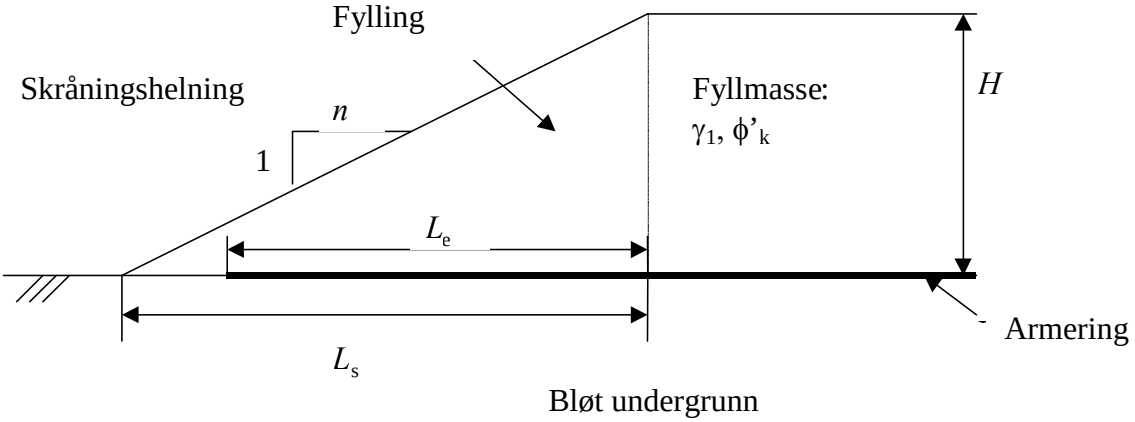
Lokalstabiliteten av fyllingsskråningen kontrolleres i henhold til

$$\left(\frac{1}{n} =\right) \quad \frac{H}{L_s} \leq \tan \phi'_d \qquad (5.1)$$

hvor

l/n	er skråningshelningen
H	er fyllingshøyden
L_s	er den horisontale utstrekningen av fyllingsskråningen
ϕ_d	er dimensjonerende verdi for friksjonsvinkelen i fyllmassene

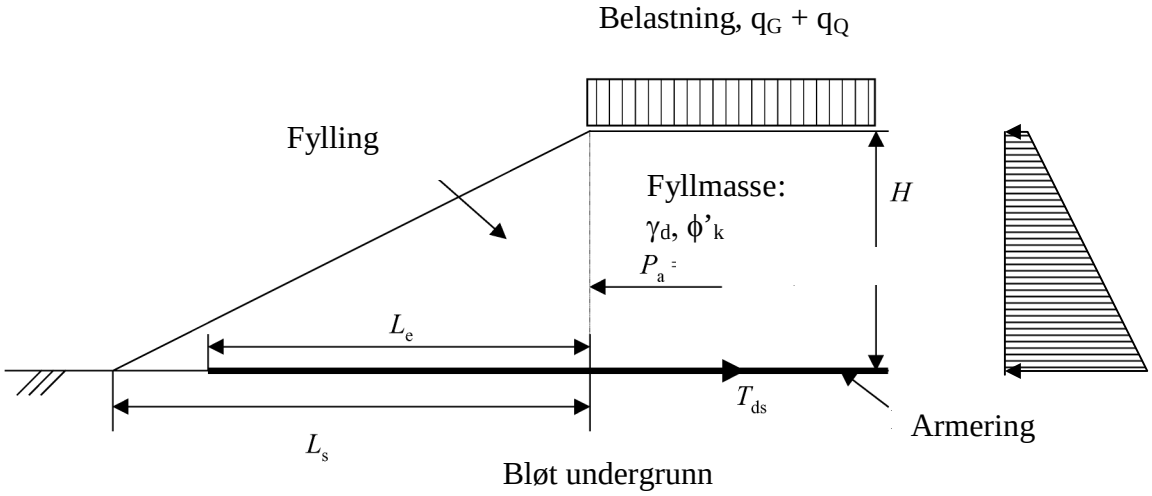
Hvis dette kravet ikke er oppfylt må enten skråningshelningen slakes ut (dvs øke n) eller skråningen må armeres, for eks. ved å brette armeringen opp langs skråningen og inn i fyllingen (se kapittel 4).



Figur 5.4 Lokalstabilitet av fyllingen

STABILITET MOT HORISONTALGLIDNING

Armeringen skal motstå horisontalkraften fra det aktive jordtrykket. Nødvendig strekkraft i armeringen for å motstå dette utadrettede trykket, T_{ds} beregnes i henhold til figur 5.5.



Figur 5.5 Stabilitet mot horisontalglidning

$$T_{ds} = P_a = 0.5K_a\left(\gamma_{d1}H + 2(q_{Qd} + q_{Gd})\right)H \tag{5.2}$$

hvor

γ_{d1}	er dimensjonerende tyngdetetthet av fyllmassene
q_{Qd}	er tilleggslast fra variable belastninger på fyllingen
q_{Gd}	er tilleggslast fra permanente belastninger på fyllingen
b	er halve fyllingsbredden i underkant av fyllingen = (bredden på fyllingstopp)/2+n·H
H	er fyllingshøyden
K_a	er den aktive jordtrykkskoeffisienten definert som

$$K_a = \tan^2\left(45° - \frac{\phi'_d}{2}\right) \tag{5.3}$$

hvor

$$\phi_d = \arctan(\frac{\tan\phi_k}{\gamma_\phi}) \tag{5.4}$$

<u>Nødvendig forankringslengde for armeringen:</u>
Ved å generere strekkraften T_{ds} i armeringen vil dette hindre at fyllingen glir sidevegs over armeringen. For å hindre slik horisontalglidning så må minste forankringslengde for armeringen L_e være:

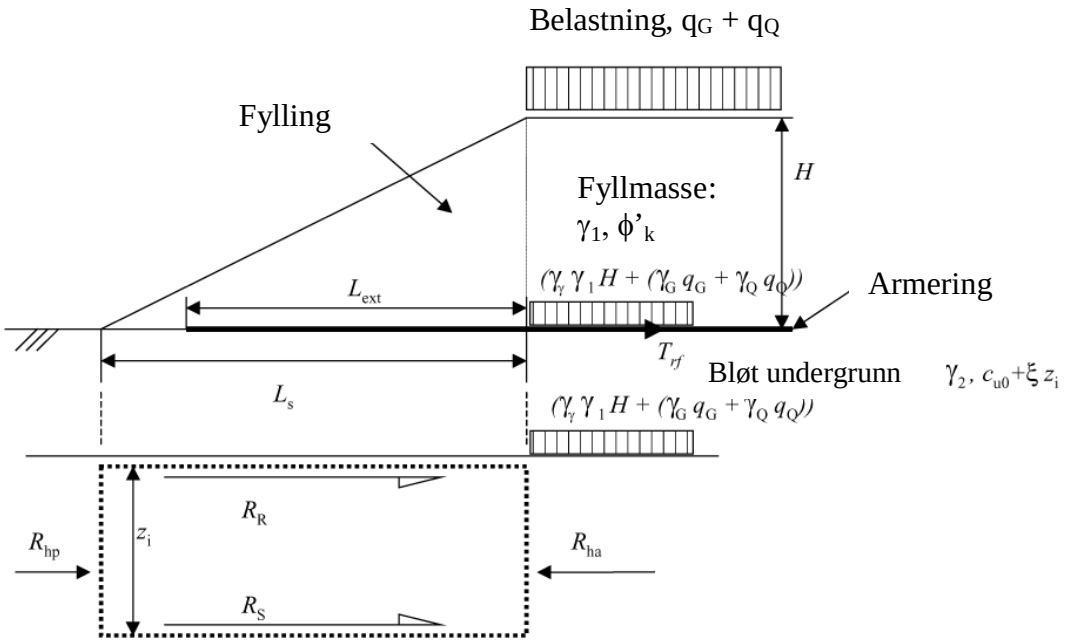
$$L_e \geq \frac{0.5K_a H\left(\gamma_d H + 2\left(q_{Qd} + q_{Gd}\right)\right)\gamma_s}{\gamma_d h\, \alpha_1' \tan\phi_{d1}'} \tag{5.5}$$

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 tilfredstillende (dvs h = H/2 for $L_e = L_s$). Iterasjon med ulike verdier av h er nødvendig for å finne minste nødvendige forankringslengde.

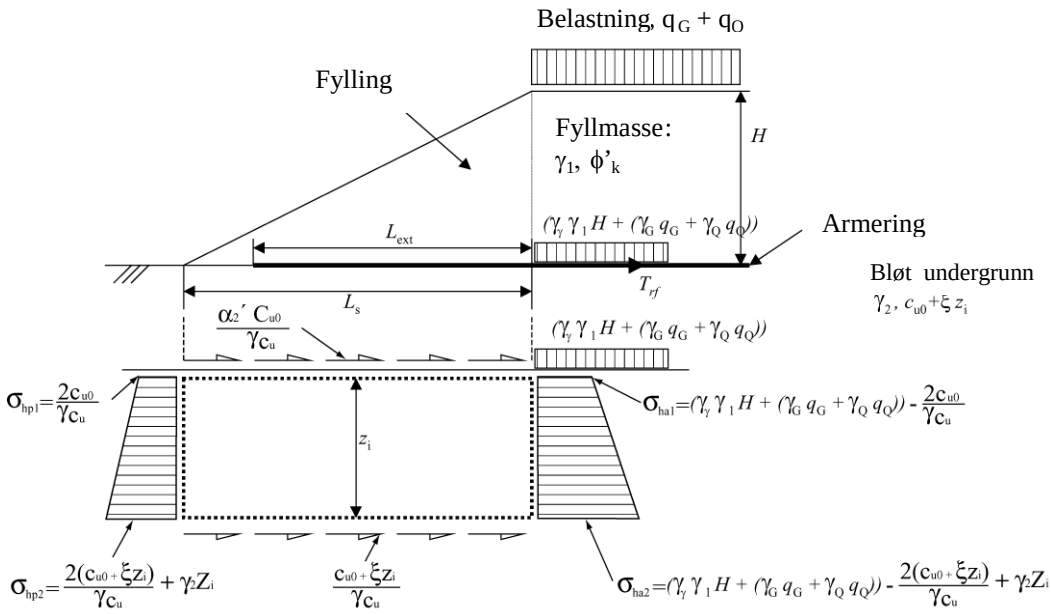
Hvis beregnet $L_e > L_s$ så må enten skråningshelningen reduseres (dvs øke n) eller så må skråningen armeres, for eks. ved å brette armeringen opp langs skråningen og inn i fyllingen. *Merk at ved å øke skråningshelningen så vil dette resultere i øket mobilisering av undergrunnens skjærkraft ved fyllingsfoten. Hvor det er meget bløt undergrunn må mulighetene for utpressing av masser under fyllingen undersøkes.*

UTPRESSING AV MASSER UNDER FYLLINGEN

Fyllingens geometri påfører utadrettede spenninger i jordmassene under fyllingen , figur 5.6-5.7. 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 (R_R). I ligning 5.6 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 $1{,}5 < n < 3{,}0$.*



Figur 5.6 Krefter ved analyse av stabilitet mot utpressing av materialer i undergrunnen



Figur 5.7 Spenninger ved analyse av stabilitet mot utpressing av materialer i undergrunnen

$$L_{\text{ext}} \geq \frac{\left(\gamma_{d1}H + q_{\text{G}d} + q_{\text{Q}d} - \left(4c_{u0\,d} + 2\xi_d z_i\right)\right)z_{\text{i}}}{\left(1+\alpha_2\right)c_{u0\,d} + \xi_d z_i} \geq 0 \qquad (5.6)$$

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

c_{u0d} 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 c_u. NB! Merk at samsvar i tøyninger er nødvendig for å kunne anvende største verdi av reduksjonsfaktoren (sensitive masser i undergrunnen).

H er fyllingshøyden

γ_{d1} er dimensjonerende tyngdetetthet for fyllmassene

q_{Qd} er dimensjonerende tilleggslast fra variable belastninger på fyllingen

q_{Gd} er dimensjonerende tilleggslast fra permanente belastninger på fyllingen

Nødvendige lengde av den horisontale utstrekningen av fyllingsskråningen L_s og forankringslengden L_{ext} er ivaretatt ved å sette $L_s = L_{ext}$.

For konstant udrenert skjærfasthet, c_u, ,med dybden finnes største verdi ved å sette z_i lik lagtykkelsen t og det er da ikke nødvendig med iterasjoner. Vær klar over at ved konstant skjærfasthet vil utpressingskraften og dermed forankringslengden øke med økende lagtykkelse. I tråd med ovenstående anbefaling, *"begrens tykkelsen av det bløte laget i undergrunnen ved beregninger til maksimalt $z_{i\ max} = 1{,}5 \cdot H$ for skråningshelninger i området $1{,}5 < n < 3{,}0$",* og anvend ikke en gjennomsnittlig skjærstyrkeverdi for et tykt jordlag, spesielt ikke hvis skjærstyrken øker med dybden.

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

STREKKREFTER I ARMERINGEN PÅ GRUNN AV UTPRESSING:

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:

$$T_{rf} = \alpha_2 \cdot c_{u0d} \cdot L_{ext} \qquad (5.7)$$

hvor

c_{u0d} 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 fasthet c_u. NB! Merk at samsvar i tøyninger er nødvendig for å kunne anvende største verdi av reduksjonsfaktoren (sensitive masser i undergrunnen).

Hvis valgt horisontal utstrekning av fyllingsskråningen L_s er vesentlig lenger enn beregnet verdi, så vil ligning 5.7 kunne være konservativ. Materialfaktoren for den bløte jorda, γ_{Cu}, øker med økende skråningslengde, L_s. Det foreligger for tiden ingen enkel beregningsmetode og dataprogrammer (for eks. FEM) anbefales for mer detaljerte analyser.

STABILITET MOT ROTASJON

Stabiliteten av fyllingen kan analyseres med konvensjonell metode ved bruk av sirkulærsylindrisk glideflate, for eks. som beskrevet av Janbu m.fl. (1956)[17]. Dataprogram kan også benyttes (og det anbefales). Janbu angir følgende formler (tilpasset bruk av materialfaktor) for udrenerte forhold:

$$F_+ = \frac{R\sum\left(\frac{c_d + (p-u)\tan\phi_d}{m_\alpha}\Delta x\right)}{-T_{Rc}\cdot a_T + \sum\Delta W\cdot x} \quad \text{eller} \quad F_+ = \frac{R\sum\left(\frac{(p-u+a)\tan\phi_d}{m_\alpha}\Delta x\right)}{-T_{Rc}\cdot a_T + \sum\Delta W\cdot x} \qquad (5.8)$$

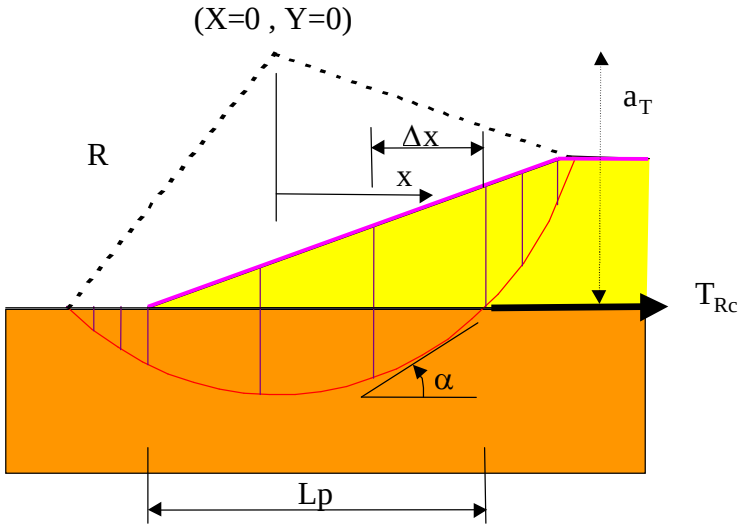
hvor

$$m_\alpha = \cos\alpha\ (1+\tan\alpha\ \tan\phi_R / F_+) \qquad (5.9)$$

og

R	er radien i glidesirkelen
ΔW	er vekten av hver lamell inkludert terrenglast og lastfaktorer γ_γ, γ_G og γ_Q
c_d	er i fyllingsmaterialet: kohesjon redusert med materialfaktor, $c_d = c'/\gamma_{c'}$
	i undergrunnen: udrenert skjærfasthet langs glideflaten redusert med materialfaktor, $c_d = c_u/\gamma_{Cu}$
a	attraksjon ($a = c_d/\tan\phi_d$)
$\tan\phi_d$	er i fyllingsmaterialet: friksjonsvinkelen redusert med materialfaktor $\tan\phi_d = \tan\phi_k/\gamma_\phi$ (tilsvarer $\tan\rho$)
	i undergrunnen: $\tan\phi_d = 0$ (for korttidsstabilitet)
p	er gjennomsnittlig vertikalspenning på glideflaten (uten lastfaktor)
u	er gjennomsnittlig poretrykk ved glideflaten (uten lastfaktor)
T_{Rc}	er nødvendig strekkraft i armeringen for å oppnå stabilitet
a_T	er momentarm om sirkelsenteret
F_+	er en reservestyrkefaktor (ikke en total sikkerhetsfaktor)

[17] Janbu N, Bjerrum L, Kjernsli B: "Veiledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver", NGI publikasjon Nr 16, Oslo 1956, og Janbu "Soil models in offshore engineering", Geotechnique 1985.



Figur 5.8 Glidesirkelanalyse

For å finne kritisk glidesirkel settes først T_{Rc} = 0. Beregnet verdi av F_+ er en reservestyrkefaktor (ikke en total sikkerhetsfaktor). Hvis $F_+ \geq 1$ for T_{Rc} = 0 så er skråningen stabil og har nødvendig sikkerhet.

For det tilfellet at $F_+ < 1$ så må nødvendig T_{Rc} beregnes for å sikre stabiliteten, dvs. at F_+ = 1. T_{Rc} må være lavere enn dimensjonerende styrke i armeringen.

Nødvendig forankring for å kunne stabilisere glideflaten, figur 5.9:

Armeringen må ha tilstrekkelig forankring i tilliggende jord for å sikre at nødvendig T_{Rc} kan oppnås. Nødvendig forankringslengde beregnes i henhold til formel 5.10.

$$L_j \geq \frac{\gamma_p (T_{Rc})}{\gamma_d h \alpha'_{k1} \tan \phi'_{d1} + \alpha'_{k2} c_{ud2}} \qquad (5.10)$$

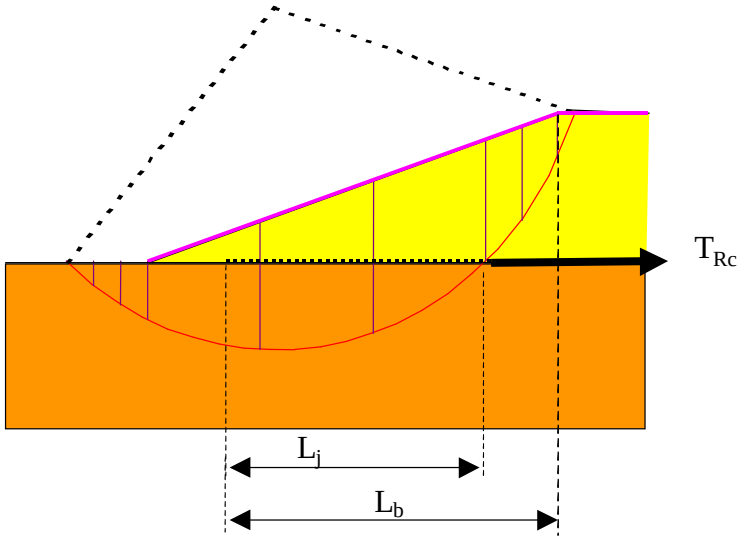
h er gjennomsnittlig fyllingshøyde over armeringen (L_{pj})
γ_d er dimensjonerende tyngdetetthet av fyllingen

Forankringslengden må også beregnes ut fra friskjonen i materialet under armeringen (ϕ'_{d2}), i ligning 5.10. Hvis både ϕ'_{d2} og c_{ud} er bestemt så skal den største av veridene fra ligning 5.10 og 5.11 benyttes.

$$L_j \geq \frac{\gamma_p (T_{Rc})}{\gamma_d \; h(\alpha'_{k1} \tan \phi'_{d1} + \alpha'_{k2} \tan \phi'_{d2})} \qquad (5.11)$$

For å bestemme minste forankringslengde så beregnes nødvendig forankringslengde utenfor fyllingsskulderen, L_b, for hver glidesirkel med $T_{Rc} > 0$, se figur 5.9. Korteste

avstand til fyllingsfoten benyttes. *Merk! Det er ikke nødvendigvis glidesirkelen som gir størst T_{Rc} som gir den største verdi for L_b.*



Figur 5.9 Nødvendig forankringslengde L_{pj}, og forankring utenfor fyllingsskulder, L_b

5.4 DIMENSJONERING I BRUKSGRENSETILSTANDEN

De forskjellige problemene som det må tas hensyn i bruksgrensetilstanden er:

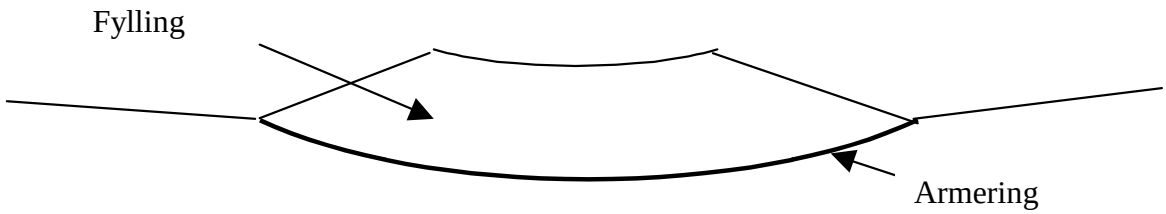
- setninger i undergrunnen
- store tøyninger i armeringen

5.4.1 Setninger i undergrunnen

Armeringen påvirker ikke setningene av fyllingen i særlig grad , se figur 5.10. Setningsberegninger kan derfor utføres ved bruk av konvensjonelle prosedyrer basert på effektivspenning og setningsmodul.
Setninger i undergrunnen kan forårsake tøyninger og dermed belastninger i armeringen.

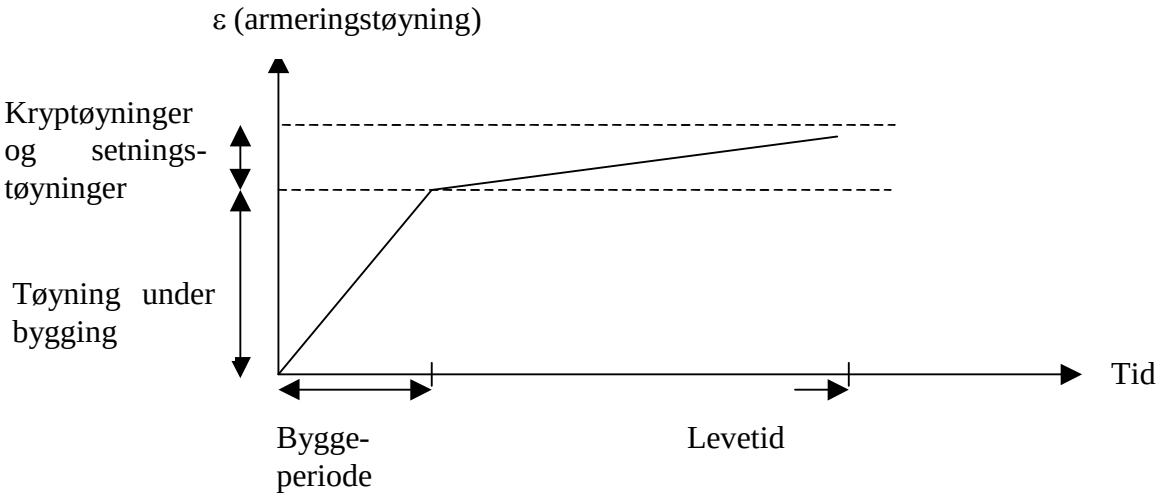
5.4.2 Tøyning i armeringen

Tøyninger i armeringen kan bestemmes ut fra påførte krefter. Setninger i undergrunnen og fyllingsarbeidene kan også føre til tøyninger i armeringen, men disse tøyningene er vanskelig å bestemme. Numeriske analyser kan anvendes for å vurdere fyllingens oppførsel bedre.



Figur 5.11 Armeringstøyning i bruksgrensetilstanden

Tøyningene som oppstår bør ikke overskride verdier som er beregnet ut fra betraktninger i bruksgrensetilstanden, figur 5.11. Vanligvis er det ikke kritisk om total tøyning inkludert kryptøyninger går opp mot 10 % på langtidsbasis. Totaltøyningen, inkludert ettervirkning av fyllingsaktiviteter og setninger i undergrunnen, bør imidlertid ikke overstige 70 % av armeringens tøyning ved brudd i løpet av konstruksjonens levetid.



Figur 5.11 Tøyning fra byggeaktiviteter og kryptøyninger

Hvis materialene i undergrunnen er kontraktante (for eks. kvikkleire) så bør armeringstøyningen ved brudd (inkludert kryptøyninger) begrenses til maksimum 4 % for å sikre samvirke med underliggende jord.

5.5 BESTANDIGHET

I de fleste tilfellene vil jordas skjærstyrke øke på grunn av konsolidering etter byggeperioden. Armeringen kan derfor bli overflødig på sikt. Det er likevel vanlig å sikre at nødvendig strekkstyrke er tilgjengelig i hele konstruksjonens levetid.

5.6 UTFØRELSE, KVALITETSKONTROLL OG KONTRAKTER

Håndboken beskriver ovennevnte forhold i følgende kapitler:

- Utførelse Kapittel 8
- Kvalitetskontroll Kapittel 9
- Kontrakter Kapittel 10

Basert på dimensjoneringsforutsetningene er det anbefalt å sikre at spørsmål vedrørende prosjektansvar, utførelse og kontroll er klart definert i anbudskontrakten.

6. FYLLINGER PÅ PELER

6.1 INTRODUKSJON

For fyllinger på peler kan armering anvendes i fyllmassene i den nedre del av fyllingen. Det er viktig å avgjøre hvilken funksjon armeringen skal ha før dimensjonering foretas.

6.1.1 Armeringens funksjon

Armering over kalk/sement-peler kan ha to formål. For myke peler kan hensikten være å hindre glidning. Beregninger kan best utføres omtrent på samme måte som vist i foregående kapittel 5, men dette må komplementeres med tanke på kalk/sement-pelenes evne til å motstå glidning. Lasten bæres både av kalk/sement-pelene og jorda mellom pelene. Forskjellen mellom deformasjoner i pelene og setninger i jorda vil være liten, noe som fører til små tøyninger i armeringen og virkningen vil være liten når det gjelder fordeling av vertikale laster. Ved dimensjonering av kalk/sement-peler må både setninger og glidning vurderes. Hvis setninger er dimensjonerende for avstanden mellom pelene og dette fører til en sikker konstruksjon stabilitetsmessig, så er armering ikke nødvendig.

For stive kalk/sement-peler, se figur 6.1, så kan hensikten både være å hindre setninger av fyllingen og å hindre grunnbrudd. I slike tilfeller er funksjonen den samme som for armerte fyllinger på konvensjonelle peler og beregninger kan utføres i henhold til dette kapitlet. Her viser bare fremgangsmåten for armerte peler under fylling, men metoden kan også anvendes for stive kalk/sement-peler.

ARMERTE FYLLINGER PÅ PELER

Buevirkningen mellom pelehattene reduserer lastandelen som bæres av armeringen og overfører lasten fra fyllingen til pelene. Hovedhensikten med armering over pelene er å hindre setninger i fyllingen.

I de nordiske landene installeres ofte pelene med helning, for eks. 4:1 under fyllingsskråningene for å gi sidestøtte. Bruk av armering er ofte en økonomisk løsning for å kunne redusere størrelsen på pelehattene og gjør det også mulig å sløyfe skråpelene.

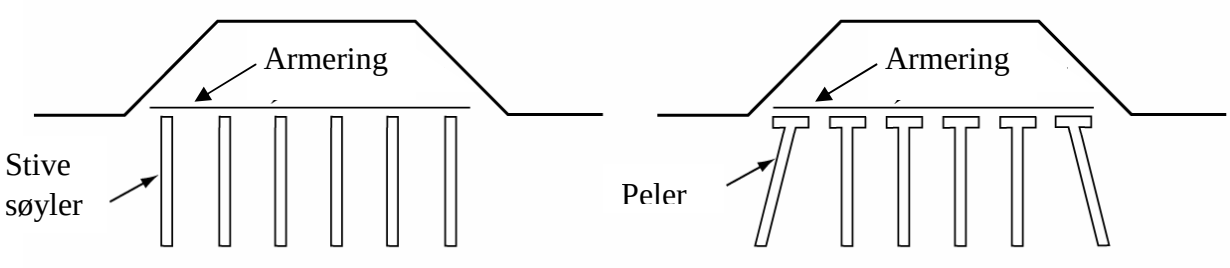
6.1.2 Beregningsprinsipper

Det er forskjellige beregningsmodeller som kan anvendes ved dimensjonering av armerte fyllinger på peler. I Sverige er det utført en sammenligning mellom britisk standard BS 8006 og modellen som anvendes i denne håndboken. Resultatet viser at den foreslåtte modellen gir bedre overensstemmelse med FEM-beregninger for dekningsgrader som vanligvis anvendes i Sverige enn BS 8006, Rogbeck m.fl. (referanser fra 1995-2000). I Norge har SINTEF også en dimensjoneringsmodell, Svanø m.fl. (2000). Resultatene er sammenlignbare med den foreslåtte modellen når det tas hensyn til begrensningene i modellen.

I dette kapitlet er beregningene relatert til formålet å forhindre setninger og horisontalglidninger. Hvis armeringen også benyttes til å kontrollere stabiliteten så skal beregninger for dette formål utføres i henhold til kapittel 5. Dette kapitlet viser dimensjonering av armeringen, peler og pelehatter skal dimensjoneres i henhold til nasjonale standarder. Lasttilfelle C i henhold til ENV 1991-1 er benyttet ved dimensjoneringen, for ytterligere informasjon se kapittel 3.

Det finnes modeller som beregner armering i flere lag. Det er da viktig å vurdere forskjellene i tøyning mellom lagene.

Modellen beskrevet i håndboken er anvendt i forbindelse med geosyntetisk armering. Den vil antagelig også kunne anvendes for stålarmering, men det foreligger ikke så langt dokumentert erfaring på området.



Figur 6.1 Stive søyler og peler under fylling med armering

6.2 NØDVENDIG INFORMASJON FOR DIMENSJONERINGEN

Sikkerhetsnivået for konstruksjonen avhenger av presisjonen i informasjon som angår jord, fylling, grunnvannsforhold, laster, armering , levetid etc.

Mer informasjon om materialegenskaper er gitt i kapittel 2. Dimensjoneringsformlene anvender prinsippet med partsialfaktorer som er gitt en generell omtale i kapittel 3. Parametere som er nødvendig for dimensjonering av fyllinger på peler en angitt nedenfor.

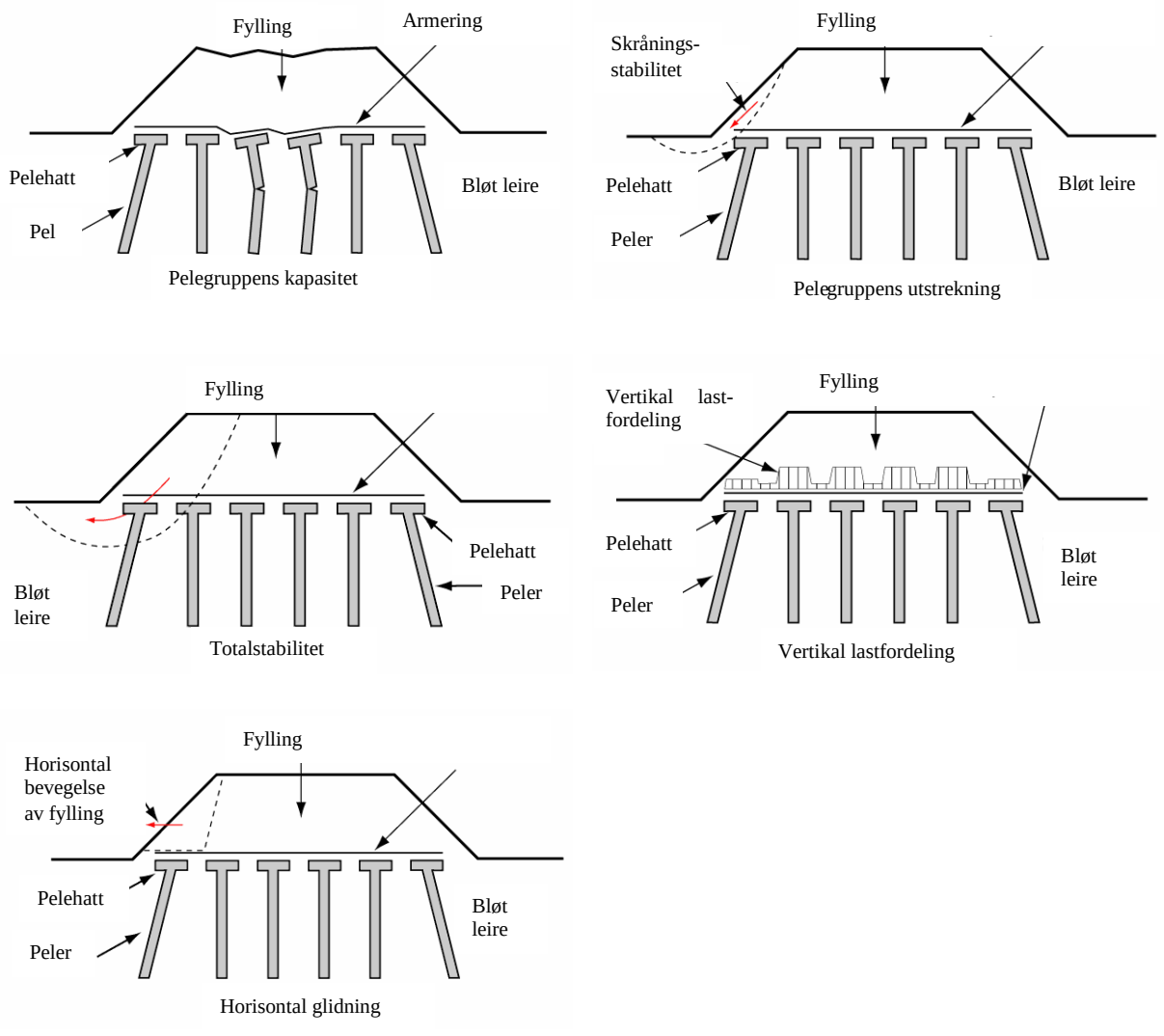
6.3 DIMENSJONERING I BRUDDGRENSETILSTANDEN

Prinsippene for grensetilstandsmetoden er gitt i ENV 1991-1 og i andre nasjonale standarder. Grensetilstandsmetoden er basert på partielle sikkerhetsfaktorer anvendt på laster, materialegenskaper for armering og geotekniske parametere.

6.3.1 Bruddmodeller

Bruddgrensetilstandene som må vurderes er pelegruppens kapasitet, pelegruppens utstrekning, totalstabiliteten av fyllingen, overføring av vertikallast til pelehattene og stabiliteten av fyllingen mot horisontalglidning, se figur 6.2. Pelegruppens kapasitet og

utstrekning og fyllingens totalstabilitet dimensjoneres i henhold til nasjonale bestemmelser. Horisontalglidning er bare relevant hvis vertikale peler er anvendt under fyllingsskråningene. Horisontalglidning og lastfordeling er beregnet i dette kapitlet.



Figur 6.2 Bruddgrensetilstander for armert fylling på peler

6.3.2 Styrkeparametere og dimensjonerende laster

Typiske parametere for dimensjoneringsverdier og belastninger er vist i tabell 6.1. Dimensjonerende verdier for en konstruksjon er gitt ved karakteristiske verdier redusert med partsialfaktorer i henhold til kapittel 2 og 3.

Tabell 6.1 Geotekniske dimensjoneringsparametere for en konstruksjon.

Karakteristiske verdier	Partsialfaktor	Parametere	Enhet
γ_k –tyngdetetthet fylling/jord	$\gamma_\gamma = 1.0$	γ_d	kN/m^3
ϕ_k - friksjonsvinkel	γ_ϕ (tan ϕ_k)	ϕ_d	°
q_G , q_Q – overflatelaster	γ_G , γ_Q	q_G , q_Q	kPa

6.3.3 Partielle sikkerhetsfaktorer

Beregningsgrunnlaget forutsetter bruk av prinsippet med partsialfaktorer for å gi konstruksjonen en tilfredstillende sikkerhet mot sammenbrudd. Dette prinsippet er beskrevet i kapittel 3.

Ved denne bruken er armeringens krypdeformasjoner meget viktig for å hindre setninger etter anleggsperioden. Armeringen må derfor vurderes riktig basert på karakteristiske data fra produsenten, uavhengige forskningsinstitusjoner eller nasjonale sertifikater, godkjenninger etc, se kapittel 2. Langtidsstyrken må vurderes på bakgrunn av langtids krypforsøk og derfor er omregningsfaktoren for kryp η_1 = 1,0.

Partsialfaktorer for anleggskader kan bestemmes ut fra feltforsøk. Vanligvis utføres forsøkene med en gitt armeringstype og ulike jordarter. Det foreligger ingen europeisk standard for denne type forsøk og den som utfører dimensjoneringen må vurdere om denne type forsøk gir pålitelige resultater for dimensjoneringen. Ved kompliserte forhold hvor denne type forsøk ikke har vært utført tidligere, kan det være interessant å få utført forsøk på spesifikke materialer anvendt i prosjektet. Hvis relevant informasjon om armering og jord ikke er tilgjengelig, kan typiske erfaringsverdier benyttes, se kapittel 2.

6.3.4 Begrensninger ved modellen

Beregningene forutsetter hvelvvirkning og at armeringen deformeres ved belastning. Modellen er basert på at armeringen er plassert i et lag, men en tilnærming er gitt for armering i to lag. Virkningen av armeringen er størst ved plassering nærmest mulig pelehattene, men den bør av praktiske hensyn plasseres ca 0,1 m over pelehattene. For å sikre at deformasjoner på vegoverflaten ikke blir for store må fyllingshøyden være minst 1,2 ganger avstanden mellom pelehattene. Dette er det samme som å si at største avstand mellom pelehattene ikke må være større enn 0,8 · H. Pelehattenes dekningsprosent må være minst 10 %.

Modellen antar en toppvinkel på 30 ^{0} for buevirkningen og armeringsstyrken har vist seg å være forenelig med resultatene fra FEM beregninger når friksjonsvinkelen i fyllmassene er 35 ^{0}. For høyere friksjonsvinkler er nødvendig armeringsstyrke mindre enn beregnet med denne modellen. Fyllingsmateriale med lavere friksjonsvinkel må ikke anvendes i denne type konstruksjoner.

Det anbefales at beregningene utføres for en initiell tøyning på maksimalt 6 % og med en resterende kryptøyning etter at anleggsarbeidene er avsluttet og i løpet av konstruksjonen

levetid på maksimalt 2 %. Samme E-modul anvendes både i bruddgrense- og bruksgrensetilstanden. Tøyningen må kontrolleres for et gitt produkt og sammenlignes med dimensjonerende strekkstyrke ved den valgte tøyning. Den totale tøyningen må i løpet av konstruksjonens forventede levetid ikke overstige 70 % av armeringens tøyning ved brudd.

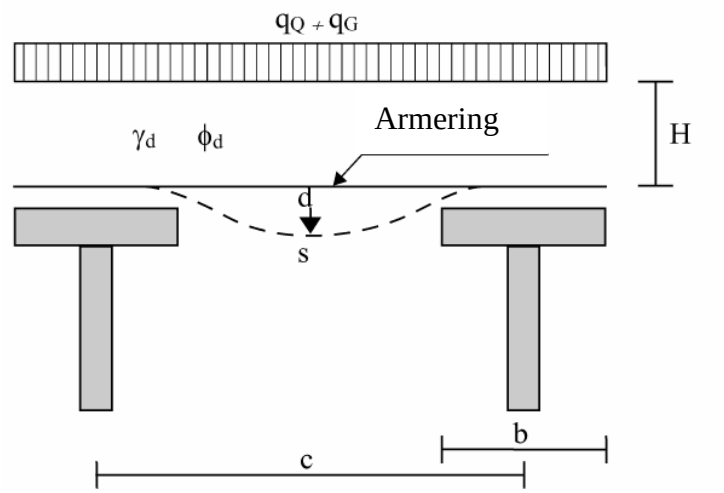
Toleranser med hensyn til avstanden mellom peler og pelehatter må vurderes og dimensjonerende avstand velges som verste tilfelle i samsvar med aksepterte toleranser.

Hvis mer enn et armeringslag eller en lavere fyllingshøyde enn gitte begrensninger vurderes, så anbefales det at FEM-beregninger benyttes.

Den analytiske beregningsmodellen som foreslås er vurdert som rimelig hvis det er fare for at hulrom vil oppstå under armeringen, for eks. forårsaket av fremtidige lastendringer på grunn av grunnvannsenkning. Ved dimensjonering med den foreslåtte analytiske modellen er det ikke tatt hensyn til bæreevnen til jorda mellom pelehattene, men effekten av dette kan være betydelig. Hvis mer komplekse forhold vurderes, kan mer økonomiske løsninger oppnås hvis FEM-beregninger benyttes til å modellere de komplekse samvirkeforholdene.

6.3.5 Dimensjonering steg for steg

Nedenstående beregninger er utført for horisontalglidning og lastfordeling. Horisontal glidning er bare relevant hvis vertikale peler er benyttet under fyllingsskråningene. Fyllingens lokalstabilitet utenfor pelehodene må kontrolleres i henhold til kapittel 5. Figur 6.3 viser symbolene som er anvendt i beregningsmodellen.



Figur 6.3 Symboler benyttet i beregningsmodellen.

SYMBOLER BENYTTET I KAPITLET:

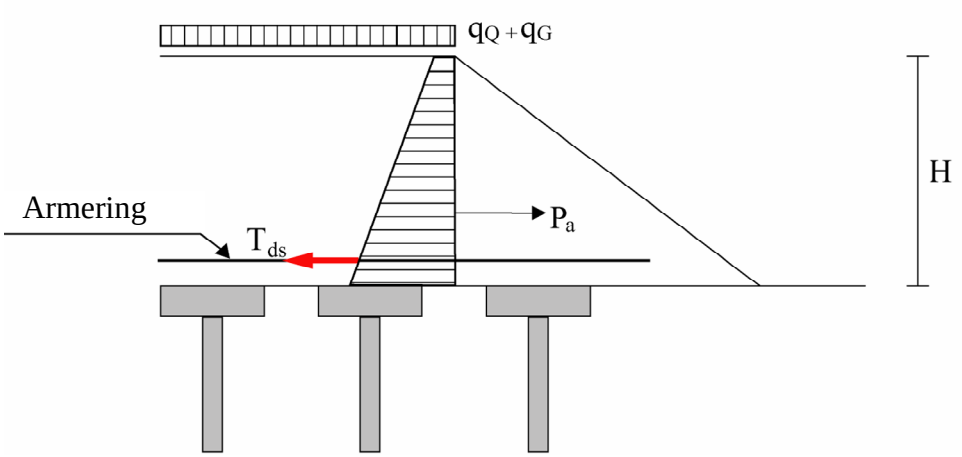
H	fyllingshøyde (m)
c	senteravstand mellom pelene (m)
b	bredde av pelehatt (m)
d	deformasjon (m)
s	buelengde (m)

6.3.5.1 Beregning av horisontalkraft

Hvis vertikale peler er benyttet under fyllingsskråningene istedenfor skråpeler, se figur 6.4, så kan strekkraften i armeringen beregnes på samme måte som beskrevet i kapittel 5 da det aktive jordtrykket er:

$$T_{ds} = P_{ad} = 0.5K_{ad}\left(\gamma_d H + 2(q_{Q_d} + q_{G_d})\right)H \qquad (6.1)$$ **(6.1)**

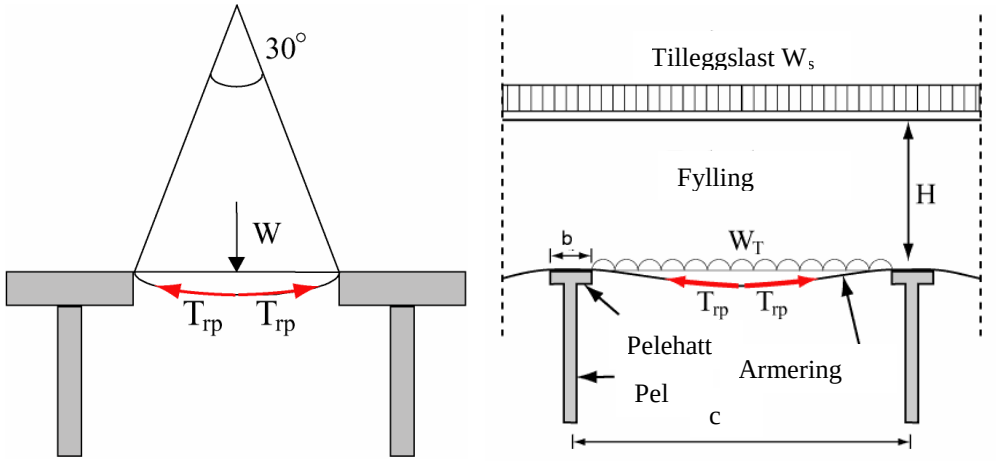
$$K_{ad} = \tan^2(45 - \frac{\phi_d}{2}) \qquad (6.2)$$



Figur 6.4 Horisontalkraft i armeringen ved bruk av vertikale peler under fyllingsskråningen.

6.3.5.2 Beregning av vertikal lastoverføring

Denne metoden er basert på at det dannes en hvelvvirkning som fordeler jordlasten over på pelehattene. Jordarealet under hvelvet, som utgjør lasten armeringen opptar, er tilnærmet lik jordkilen som vist i figur 6.5. Dette gjelder selv om fyllingshøyden er mindre enn (c-a)/2· tan 15 ^{0}, som er høyden av jordkilen. Den initielle tøyning i armeringen skal maksimalt være 6 % hvis det er en fare for å overskride en maksimal kryptøyning på 2 %. Totaltøyningen må ikke overskride 70 % av bruddtøyningen for den aktuelle armeringen.



Figur 6.5 Jordkilen som bæres av armeringen.

Vekten av jordkilen, W, i henhold til figur 6.5 er:

$$W_{2D} = \frac{(c-b)^2}{4 \cdot \tan 15°} \cdot \gamma_d = 0{,}93(c-b)^2 \cdot \gamma_d \qquad \text{kN/m} \qquad (6.3)$$

Tredimensjonale effekter er beregnet ved lastfordeling i henhold til figur 6.6, hvor lasten er fordelt over overflaten i samsvar med figuren og tas opp av armeringen langs kanten av pelehatten. Armeringen overfører belastningen til pelehatten. Den tredimensjonale vekten av jordkilen, W_{3D}, bergenes på følgende måte:

$$W_{3D} = \frac{1+\frac{c}{b}}{2} \cdot W_{2D} \qquad (6.4)$$

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

$$s = (1+\varepsilon)(c-b) \approx c - b + \frac{8}{3}\frac{d^2}{c-b} \qquad (6.5)$$

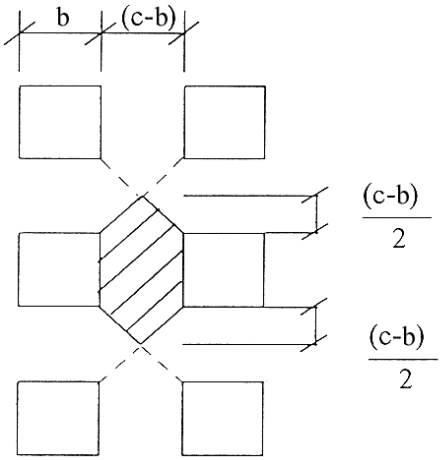
hvor deformasjonen, d, avhenger av valgt tøyning i armeringen, ε, i henhold til:

$$d = (c-b)\sqrt{\frac{3}{8}\varepsilon} \qquad (6.6)$$

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

Krefter i armeringen på grunn av tredimensjonal virkning av den vertikale lasten, T_{rp3D} i henhold til figur 6.5 og figur 6.6, beregnes ved bruk av ligningen:

$$T_{rp3D} = \frac{W_{3D}}{2} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} \tag{6.7}$$



Figur 6.6 Lastfordeling for å beregne krefter ved tredimensjonal virkning.

6.3.5.3 Beregning av totalkraft

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

$$T_{tot} = T_{ds} + T_{rp3D} \tag{6.8}$$

Hvis krefter som er funnet ved beregninger i henhold til kapittel 5 har vist seg å være større enn T_{rp3d} så er T_{tot} = (kraften fra kapittel 5) + T_{ds}.

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

6.3.5.4 Dimensjonering av armeringen

To prinsipper gjelder for dimensjonering av armeringen

- det må ikke oppstå strekkbrudd i konstruksjonens levetid
- ved slutten av konstruksjonens levetid må armeringstøyningen ikke overskride angitt verdi

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

$$T_d = T_{cr} \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \tag{6.9}$$

eller

$$T_d = T_{cs} \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \qquad (6.10)$$

hvor

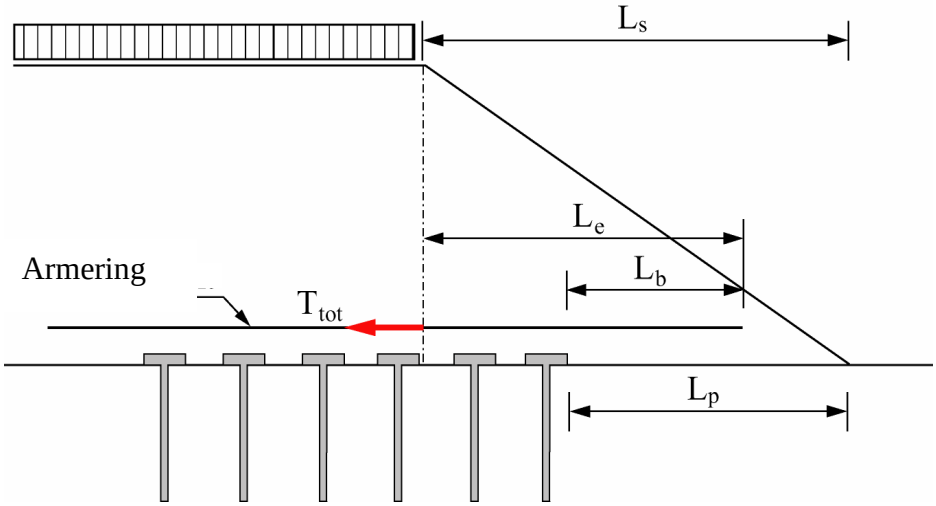
T_{cr}	største bruddstyrke ved brukstemperatur
T_{cs}	gjennomsnittlig strekkstyrke basert på kryptøyningsbetraktninger ved brukstemperatur
η_i	i henhold til kapittel 2

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

Avhengig av fyllingshøyden må armeringens holdbarhet mot frost vurderes.

6.3.5.5 Dimensjonering mot horisontalglidning og uttrekk av armeringen

Armeringen må oppnå tilstrekkelig forankring i fyllingen i randsonen av det området pelene dekker. Alle relevante vertikale snitt under fyllingsskråningen må beregnes. For nødvendig armeringslengde med tanke på horisontalglidning av fyllingen illustrert i figur 6.7, kan forankringslengden og uttrekkslengden for armeringen beregnes på følgende måte.



Figur 6.7 Forankringslengde for å motvirke horisontalglidning og uttrekkslengde for armeringen.

Hvor
L_e forankringslengde for å motvirke horisontalglidning
L_b forankringslengde for å motvirke uttrekk av armeringen
L_s er lengden av fyllingens sideskråning

HORISONTALGLIDNING

Forankringslengden på tvers av fyllingen i henhold til figur 6.7 kan beregnes som:

$$L_e \geq \frac{T_{ds} \cdot \gamma_s}{\gamma_d h \alpha \tan \phi_d} \tag{6.11}$$

$$L_e \geq \frac{0.5 K_a H \left(\gamma_d H + 2\left(q_{Q_d} + q_{G_d}\right)\right)\gamma_s}{\gamma_d h \alpha \ \tan \phi_d} \tag{6.12}$$

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

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

UTTREKKSKRAFT

Forankringslengden for å motstå uttrekk av armeringen på tvers av fyllingen, se figur 6.7, beregnes som:

$$L_b \geq \frac{(T_{rp3D} + T_{ds})\gamma_p}{\gamma_d h\left(\alpha_1 \tan \phi_{d1} + \alpha_2 \tan \phi_{d2}\right)} \tag{6.13}$$

hvor
$\tan \phi_{d1}$ dimensjonerende friksjonsvinkel i jorda over armeringen
$\tan \phi_{d2}$ dimensjonerende friksjonsvinkel i jorda under armeringen[20]
h gjennomsnittlig høyde av fylling over armeringen

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

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

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

- slakere fyllingsskråning
- buk av oppbrettsmetoden
- buk av gabioner som forankringsblokker og oppbretting av armeringen rundt disse

6.4 DIMENSJONERING I BRUKSGRENSETILSTANDEN

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

6.5 BESTANDIGHET

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

6.6 UTFØRELSE, KVALITETSKONTROLL OG KONTRAKTER

Håndboken beskriver ovennevnte forhold i følgende kapitler:

- Utførelse Kapittel 8
- Kvalitetskontroll Kapittel 9
- Kontrakter Kapittel 10

Basert på dimensjoneringsforutsetningene er det anbefalt å sikre at spørsmål vedrørende prosjektansvar, utførelse og kontroll er klart definert i anbudskontrakten.

7. JORDNAGLING

Dimensjoneringsprinsippene er i hovedsak like for en utgravet skråning med nagler og en naturligs skråning forsterket med nagler. Det er imidlertid noen forskjeller, og derfor er de to tilfellene behandlet i egne underavsnitt.

7.1 UTGRAVET JORDNAGLINGSSKRÅNING

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 drenasjesystem
5. vurdering av holdbarhetskrav for naglene
6. vurdering av tilpasning av konstruksjonen til omgivelsene

De forskjellige trinnene er diskutert videre i det nedenstående.

7.1.1 Nødvendig informasjon for dimensjoneringen

Dimensjonering av en jordnaglingskonstruksjon er basert på informasjon om jordart, grunnvannsforhold, belastninger, konstruksjonens geometri og naglesystemet.

Informasjon om lagdeling i jorda og lagenes egenskaper er viktig for dimensjoneringen. Omfanget av geotekniske undersøkelser må være grundig nok til å garantere at de lokale forholdene kan bestemmes i samsvar med kravene i ENV 1997-1. Det er spesielt viktig å få frem informasjon om lag med forskjellige jordartsegenskaper.

En av de viktigste dimensjoneringsparametrene er forhold vedrørende grunnvann og overflatevann på stedet. Forsømmelse av problemer relatert til grunnvann kan føre til sammenbrudd av konstruksjonen.

Som for alle andre konstruksjoner kan en rekke laster og lastkombinasjoner bli påført en jordnaglingskonstruksjon. Følgende laster må vurderes hvis de er aktuelle:

- Permanente laster
- Variable laster
- Seismiske laster (tilfeldige belastninger)

For utgravde skråninger utgjør både ferdig konstruksjon og forholdene under hvert enkelt utgravingstrinn et ledd i dimensjoneringsprosessen. Inngangsdata i dimensjoneringen er klientens ønske om vegghøyde og utstrekning.

Basert på informasjon om levetid, grunnforhold og konstruksjonens geometri så kan et egnet jordnaglingssystem foreslås. For å sluttføre dimensjoneringen er det nødvendig med

informasjon om styrken i armeringselementene, installasjonsteknikk, varighet, naglenes geometri og uttrekkskapasitet.

I kapittel 2 er de ulike materialene beskrevet mer omfattende og egnede krav diskutert. I tabell 7.1 er nødvendig informasjon for de ulike dimensjoneringstrinnene sammenfattet.

Tabell 7.1 Nødvendig informasjon for dimensjonering

Trinn i dimensjoneringen	Geotekniske parametere (ϕ, γ, c, C_u, w_l, beskrivelse)	Informasjon om elektrokjemiske forhold (pH, resistivitet, klorider)	Grunnvann (gvst) overflatevann	Belastninger	Veggens geometri	Jordnaglingssystem (styrke, installasjonsteknikk)
Bruddgrense	X		X	X	X	X
Bruksgrense	X			X	X	
Frontkledning	X		X	X	X	
Drenering	X		X	X	X	
Bestandighet	X	X	X			X
Tilpasning til omgivelsene					X	

For konstruksjoner i tettbygde strøk er det viktig å fremskaffe informasjon om fundamenteringsforholdene for nærliggende konstruksjoner og om det er installasjoner i undergrunnen som kan komme i konflikt med jordnaglene.

7.1.2 Dimensjonering i bruddgrensetilstanden

7.1.2.1 Bruddmodeller

Sammenbrudd i bruddgrensetilstanden kan oppstå på grunn av grunnbrudd (skråningsstabilitet, uttrekk av jordnaglen eller bæreevnebrudd under naglen) eller brudd i naglen (strekk-, skjær- eller bøyningsbrudd). En ferdig jordnaglingsvegg vil oppføre seg som en gravitasjonsmur og følgelig kan de samme bruddmodellene som er relevante for en armert jordkonstruksjon også anvendes på en jordnaglingskonstruksjon (bæreevne under veggen, velting, horisontalglidning og totalstabilitet). Disse bruddformene er beskrevet i de foregående kapitlene og vil ikke bli omhandlet videre her. De må imidlertid ikke overses i dimensjoneringsprosessen.

7.1.2.2 Styrkeparametere og belastninger

Dimensjoneringsverdier for jord og nagler velges i samsvar med forslag gitt i kapittel 2 og 3.

7.1.2.3 Dimensjonering skritt for skritt

Grensetilstandsmetoden omfatter følgende:

1. Innledende skisse over nagleplassering og valg av jordnagler
2. Stabilitetsanalyser
3. Kontroll av det valgte jordnaglingssystem
4. Eksterne bruddmodeller og global stabilitet
5. Stabilitetsanalyser av hvert utgravingstrinn

1. INNLEDENDE DIMENSJONERING

Et foreløpig valg av naglesystem gjøres basert på informasjon om lokale forhold og hvilken type konstruksjon som ønskes. Svaret på følgende spørsmål gir en indikasjon på hva slags system som bør velges:

1. Permanent eller midlertidig konstruksjon? For permanente konstruksjoner kan gyste nagler ha et fortrinn når det gjelder bestandighet, men en rammet nagle med øket tykkelse (korrosjonsmonn) kan være tilstrekkelig.
2. Vil borehull i jorda rase sammen? Dette indikerer hva slags spylemedium som bør anvendes og om foringsrør er nødvendig.
3. Tilgjengelige systemer.
4. Jordart. Hvis jorda inneholder blokker kan bruk av rammede nagler være mindre egnet.
5. Miljøforhold. Tilpasning til omgivelsene
6. Korrosjonsforholdene i området. Behov for korrosjonsbeskyttelse.
7. Kan installasjonsmetoden forårsake øket poretrykk som vil ha negative virkninger på stabiliteten i anleggsperioden?

Neste steg er å gjøre en foreløpig vurdering av naglelengde og nagletetthet. I tidsskriftet Ground Engineering (November 1986) presenterer Bruce m. fl. flere empiriske korrelasjoner som kan benyttes. 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 er valgt er typiske verdier vist i tabell 7.2. For gyste nagler er flere empiriske korrelasjoner avhengig av jordart vist i tabell 7.3.

Tabell 7.2 Innledende vurdering av nagleavstand, naglelengde og naglemønster (Bruce m.fl. 1986).

	Gyst nagle (ikke både rammet og gyst)	Rammet
1. L[21]/H[22]	0.5 – 0.8	0.5 – 0.6
2. D_{hull}[23] L / S_v[24] S_h	0.3 – 0.6	0.6 – 1.1
3. $(D_{nagle})^2$ [25] / S_v S_h	$(0.4 – 0.8) \cdot 10^{-3}$	$(1.3 – 1.9) \cdot 10^{-3}$

[21] L er naglelengden
[22] H er effektiv skråningshøyde
[23] D_{hull} er karakteristisk diameter av hullet hvor nagle og gysemasse (hvis anvendt) er installert
[24] S_v og S_h er vertikal og horisontal avstand mellom naglene
[25] D_{nagle} er karakteristisk tverrsnittdiameter for naglen

Tabell 7.3 Typiske verdier for gyste nagler i forskjellig jord i henhold til Bruce (1986).

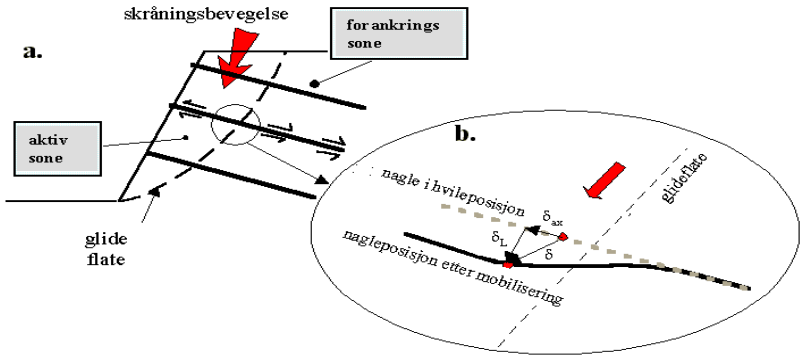
	Friksjonsjord	Morene og mergel
1. L/H	0.5 – 0.8	0.5 – 1.0
2. $D_{hull}L / S_vS_h$	0.3 – 0.6	0.15 - 2.0
3. $(D_{nagle})^2 / S_v S_h$	$(0.4 – 0.8)\cdot10^{-3}$	$(0.1 - 0.25)\cdot10^{-3}$

Resultater presentert av Transport Research Laboratory i Storbritannia indikerer at jordnaglingsvegger utført i tilknytning til veger er mer konservative enn det som er indikert ovenfor (P. Johnsson m.fl. 1998). 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.

2. STABILITETSANALYSE

For å kontrollere at den valgte nagleplasseringen er tilstrekkelig benyttes tradisjonelle stabilitetsmetoder til å analysere jordnaglingskonstruksjonen ved å inkorporere naglekraften i krysningspunktet med glideflaten i likevektsligningen.

På grunn av små bevegelser i den aktive jordkilen i skråningen vil strekkrefter kombinert med skjær og bøyning bli mobilisert i naglen. Denne naglekraften vil bidra til å motstå videre bevegelser i skråningen.



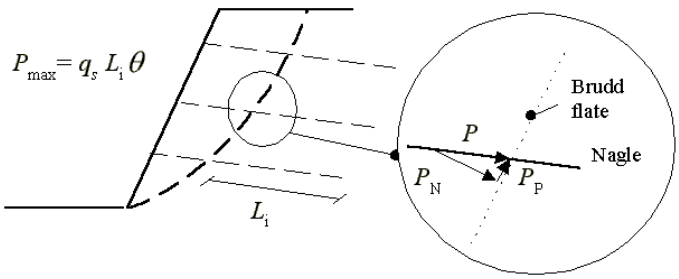
Figur 7.1 Prinsippskisse som viser naglens virkning i en jordnaglearmert skråning.

a) aktiv sone og forankringssone
b) antatt deformasjon av nagle ved glideflaten

For de fleste praktiske anvendelser antyder tilgjengelig forskningsinformasjon at bidraget fra mobiliserte skjær- og bøyespenninger i naglen kan overses noe som vil resultere i ubetydelig overdimensjonering. Følgelig er bare strekkrefter tatt i betraktning i dette dokumentet.

Mobilisert strekkraft kan deles opp i to komponenter; en normalt på bruddflaten og en parallelt med bruddflaten, P_N og P_P.

P kraft i nagle [kN]
q_s uttrekksmotstand [kPa]
θ naglens omkrets [m]



Figur 7.3 Definisjon av naglekrefter.

Sikkerhetsfaktoren kan uttrykkes som følger i henhold til betegnelsene i kapittel 3

$$\frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \left[\frac{c_k'}{\gamma_{c'}} "+" \frac{\tan \phi_k'}{\gamma_{\phi'}} "+" \eta \cdot \frac{R_{N_k}}{\gamma_{R_N}} \right] - \gamma_{S_d} \cdot \left[\gamma_\gamma \cdot \gamma_k "+" \gamma_G \cdot q_{Gk} "+" \gamma_Q \cdot q_{Q_k} \right] \geq 0 \qquad (7.1)$$

I hvert tilfelle benyttes tradisjonell stabilitetsanalyse for skråningsstabiliteten. Partsialfaktorer anvendes for alle parametrene og beregningene utføres med det mål at F = 1,0. Symbolsk kan ligningen skrives på følgende måte. (Ligningen avhenger av den analysemetoden som benyttes, for eks. Bishop, Morgenstern og Price, Janbu)

$$F = \sum_i \frac{\frac{c_{k_i}'}{\gamma_{c'}} + \left(\sigma_{N_i}' + \Delta\sigma_{N_i}'\right) \frac{\tan \phi_{k_i}'}{\gamma_{\phi'}} + \eta \cdot \frac{T_{k_i}}{\gamma_T}}{\gamma_{S_d} \cdot \left[\gamma_\gamma \cdot \gamma_{k_i} "+" \gamma_G \cdot q_{Gk_i} "+" \gamma_Q \cdot q_{Q_{k_i}} \right]} \quad \text{eller} \quad F = \sum_i \frac{\left(\sigma_{N_i}' + \Delta\sigma_{N_i}' + a\right) \frac{\tan \phi_{k_i}'}{\gamma_{\phi'}} + \eta \cdot \frac{T_{k_i}}{\gamma_T}}{\gamma_{S_d} \cdot \left[\gamma_\gamma \cdot \gamma_{k_i} "+" \gamma_G \cdot q_{Gk_i} "+" \gamma_Q \cdot q_{Q_{k_i}} \right]} \qquad (7.2)$$

c' kohesjonen i jorda og a = attraksjon i jorda (c' = a tan ϕ_k for $\gamma_{c'} = \gamma_{\phi'}$)
σ'_N effektiv normalspenning
$\Delta\sigma'_N$ økning i effektiv normalspenning vinkelrett på bruddflaten på grunn av kraftkomponenten P_N i naglen
T_k økning i skjærmotstand på grunn av naglens kraftkomponent P_P parallelt med bruddflaten

<u>partsialfaktorer</u>

$\gamma_{c'}$ partsialfaktor for jordas kohesjonsledd, for typiske verdier se kapittel 3 og vedlegg B (I henhold til NS-ENV 1997-1:1997/NAD settes $\gamma_{c'}=\gamma_{\phi'}$)

$\gamma_{\phi'}$ partsialfaktor for jordas friksjonsledd, for typiske verdier se kapittel 3 og vedlegg B (I henhold til NS-ENV 1997-1:1997/NAD settes $\gamma_{c'}=\gamma_{\phi'}$)

γ_T partsialfaktor relatert til naturlige variasjoner i uttrekksmotstanden for en jordnagle avhengig av jordartsegenskaper og naglens egenskaper (se kapittel 2)

η reduksjonsfaktor avhengig av antall utførte uttrekksforsøk

γ_γ partsialfaktor for laster, se kapittel 3

γ_{Qk} partsialfaktor for laster, se kapittel 3

γ_{qG} partsialfaktor for laster, se kapittel 3

γ_{Sd} modellfaktor, se kapittel 3

Ovenstående ligning løses ved bruk av klassisk lamellmetode medregnet kreftene i naglene i de lamellene hvor naglene krysser bruddflaten. Den største naglekraften som kan mobiliseres bestemmes ved å betrakte uttrekkskraften som skal til for å overskride friksjonen mellom nagle og jord (både i den aktive sonen og forankringssonen). Uttrekkskraften er influert ikke bare av jorda men også av nagletype og installasjonsmåte og et første overslag kan foretas, men dette bør anvendes med forsiktighet ved dimensjoneringen. Innvirkningen på uttrekkskraften av ulike faktorer er drøftet i mer detalj i vedlegg A. Forslag til hvorledes det første overslaget kan foretas er også beskrevet i kapittel 2. Verdien anvendt ved dimensjoneringen må være lik den minste kapasitetsverdien som kan mobiliseres både i den aktive sonen og i forankringssonen. Det er viktig å kontrollere den antatte verdien ved uttrekksforsøk i en tidlig fase av anleggstadiet, se kapittel 9 vedrørende uttrekksforsøk.

Kraften som mobiliseres i naglen avhenger også av naglens helningsvinkel. En vinkel på 10 – 20 ^{0} nedover med horisontalplanet er vanligvis benyttet siden dette vil tillate gysemasse å renne ned i hullet ved hjelp av tyngdekraften og samtidig sikre at strekkspenninger kan opptas så snart den aktive jordkjeglen begynner å bevege seg.

I noen litteraturreferanser er det foreslått ulike definisjoner av sikkerhetsfaktoren hvor naglekreftene anses å forårsake reduksjon i de drivende kreftene. I denne håndboken tas kun hensyn til definisjonen i ligning (7.2) siden numeriske analyser har vist at denne gir den mest realistiske verdien når resultatene sammenlignes med den globale sikkerhetsfaktoren for en naturlig skråning uten nagler.

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.

I stabilitetsanalyser så er det viktig å vurdere effekten av poretrykk siden dette har stor innvirkning på skråningsstabiliteten.

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.

3. KONTROLL AV DET VALGTE JORDNAGLINGSSYSTEM

Neste skritt i dimensjoneringen er å kontrollere at naglene har tilstrekkelig kapasitet. Intern svikt kan oppstå på grunn av;

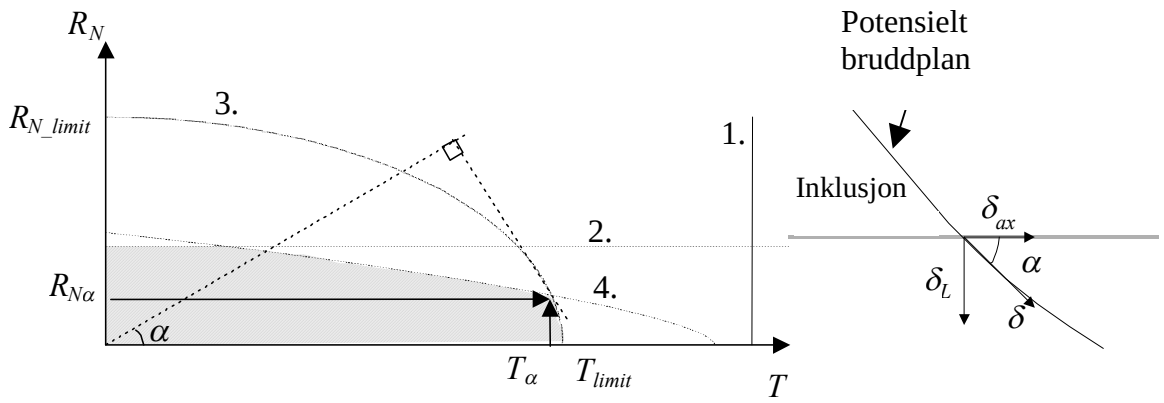
- Bæreevnebrudd i jorda på grunn av bevegelse av naglen
- Brudd i naglen på grunn av strekk
- Brudd i naglen på grunn av skjær eller bøyning i kombinasjon med strekk

En mulig måte å analysere intern svikt av naglen på er å benytte den franske Multi-kriterie metoden (Clouterre, 1991).

Denne metoden er basert på fire bruddkriterier:

1. Uttrekksvikt på grunn av manglende friksjon mellom nagle og jord (strekk)
2. Bæreevnebrudd i jorda under naglen
3. Brudd i naglestålet på grunn av strekkpåkjenninger
4. Brudd i naglestålet på grunn av skjær- og bøyepåkjenninger

De fire bruddkriteriene er kombinert i et diagram hvor skjærkraft er plottet mot strekkraft., se figur 7.3. Det skraverte området indikerer begrensningene for materialets virkeområde. For å unngå brudd må naglekraften ligge innenfor det skraverte området for alle naglene i konstruksjonen.



R_N - skjærkraft, R_{N_limit}- maksimal skjærkraft,	$R_{N\varpi}$- skjærkraft for naglevinkelen α
T - strekkraft, T_{limit} – maksimal strekkraft	T_ϖ - strekkraft for naglevinkelen α

Figur 7.3 Omhylningskurve i henhold til Multi-kriterie teorien (Clouterre – Schlosser m.fl., 1991)

4. 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)

5. STABILITETSANALYSE AV HVERT ENKELT UTGRAVINGSTRINN

Etter å ha bestemt endelig utforming av skråning og jordnaglingssystem må det i tillegg 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.

7.1.3 Dimensjonering i bruksgrensetilstanden

Dimensjonering i bruddgrensetilstanden som beskrevet over gir bare den totale strekkraften i naglen ved brudd. Den gir ikke noen informasjon om hvorledes kreftene er distribuert mellom forskjellige nagler og bevegelsene i skråningen. Følgelig må bevegelsene i skråningen analyseres på en annen måte.

I tettbygde strøk er det absolutt nødvendig å analysere om jordnaglingskonstruksjonen kan påvirke nærliggende konstruksjoner og installasjoner. Vil kloakkrøret installert 20 m bak veggen bli påvirket av bevegeler i den jordnaglede konstruksjonen? En må her huske på at teknikken er basert på at små bevegelser må oppstå for at kreftene i naglene skal mobiliseres.

Metoden med å konstruere en jordnaglingsvegg ved å grave ut fra toppen og nedover vil føre til større bevegelser i jorda på toppen av skråningen og dermed forårsake større krefter i naglene. Følgelig kan mobiliserte krefter i forankringssonen bli større ved toppen av skråningen enn ved foten hvor forankringslenden er større og bevegelsene mindre.

Bevegelsene i overflaten av en jordnaglet vegg avhenger av en rekke faktorer. Lav global sikkerhetsfaktor tenderer til å gi større bevegelser. Hvis forholdet mellom naglelengde og høyden av veggen (H/L) er stor, vil veggen tendere til å bevege seg utover. Andre faktorer av betydning er gravehastigheten, høyden av hvert utgravingstrinn og avstanden mellom naglene, naglenes elastisitet, naglenes helning og bæreevnen av jorda under veggen.

For konstruksjoner hvor bevegelser av veggen kan aksepteres, kan det være tilstrekkelig å gjøre et overslag over deformasjonene basert på empiriske løsninger slik som foreslått av Clouterre. For mer følsomme konstruksjoner kan en mer omfattende undersøkelse av deformasjonene være nødvendig noe som kan oppnås ved bruk av FEM-analyser.

Tabell 7.4 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,

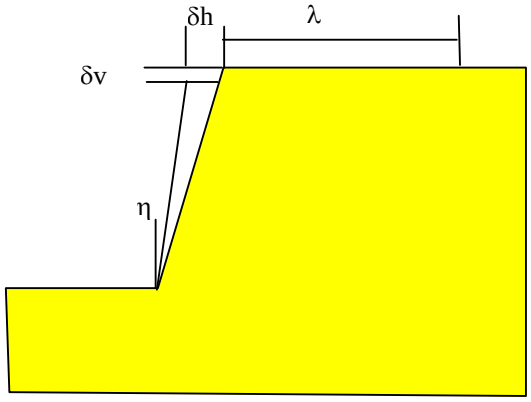
$$\lambda = H(1 - \tan\psi)\kappa \tag{7.3}$$

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 7.4

Tabell 7.4 Empirisk overslag over deformasjoner (Clouterre, 1991)

	Mellomjordarter (stein)	Sand	Leire
$\delta_v = \delta_h$	H/1000	2H/1000	4H/1000
κ	0.8	1.25	1.5



Figur 7.4 Deformasjoner i jordnaglet vegg.

7.1.4 Drenering

Vanligvis bør drenering etableres i alle jordnaglingsvegger for å unngå vanntrykk mot fronten og for å begrense skadelige effekter som overflatevann og grunnvann kan ha på konstruksjonen. Tettheten og type drenering avhenger av veggens geometri, overflate- og grunnvannsforholdene og jordart. Som et minimum etableres vanligvis drenasjerør gjennom fronten (der sprøytebetong er benyttet som frontkledning).

Drenssystemet bør dimensjoneres slik at tilstrekkelig kapasitet er garantert i hele konstruksjonens levetid.

Overflatedrenasje bør anlegges slik at det er tilstrekkelig kapasitet til å kontrollere vann fra et største regnskyll med returperiode i samsvar med konstruksjonens levetid. Hensikten med overflatedrenasjen er å redusere faren for at overflatevann trenger ned i jorda bak veggen.

Drensrør installert i jordmassene bør ha en minimum innvendig diameter på 40 mm. Filteret må tilpasses jordarten slik at de største porene i filteret samsvarer med de finere partiklene i jorda. Som en tommelfingerregel bør drenene installeres i et mønster med ett dren for hver 25 m^2 hvis ikke forholdene krever større tetthet (Utkast prEN 14490).

7.1.5 Frontkledning

Hensikten med frontkledning for en bratt skråning er å holde materialene mellom naglene på plass og å fordele kreftene mellom de ulike naglene når avstanden mellom naglene økes.

For bratte skråninger anvendes stive frontkledninger og forholdene som må vurderes er;

- Forholdet mellom frontkledningens tykkelse og nagleavstanden. En økning i antall nagler vil resultere i en mindre stiv front (lavere kostnad) men på den annen side koster flere nagler mer. Ved dimensjoneringen bør det siktes mot den beste økonomiske og tekniske løsning ved å benytte en optimaliseringsprosedyre.
- Forbindelsen mellom nagler og frontkledning. Det svake punktet kan være innfestingen i frontkledningen. Hvis det er forutsatt at naglehodet skal oppta krefter så må det ha tilstrekkelig bæreevne bak anleggsplaten.
- Bestandighet både for frontkledningen og forbindelsen mellom nagle og front.
- Drenasje. For å unngå vann bak frontkledningen som vil gi ytterligere trykk mot fronten.
- Estetiske aspekter. Tilpasning til omgivelsene noe som er spesielt viktig i tettbygde strøk.

I litteraturen er det en rekke forskjellige fremgangsmåter for hvorledes frontkledninger skal utformes. Clouterre for eks. antar et jevnt fordelt trykk som tilsvarer største strekk som kan mobiliseres i naglen.

7.1.6 Bestandighet

Kravet til korrosjonsbeskyttelsessystem avhenger av miljø, jordart og konsekvensene av et sammenbrudd.

Miljøet er klassifisert i tre forskjellige miljøklasser avhengig av naglens korrosjonspotensiale i et gitt miljø. Som et første skritt gjøres en foreløpig klassifisering av miljøet basert på kjente data fra det aktuelle sted. Hvis denne foreløpige klassifiseringen indikerer at miljøet på stedet har et lavt korrosjonspotensiale så kan et mindre omfattende system for korrosjonsbeskyttelse velges. På den annen side hvis den foreløpige klassifiseringen viser et normalt til vesentlig korrosjonspotensiale, så bør tilleggsundersøkelser foretas i et neste steg. Til slutt ved steg 3 vurderes faktorer som påvirker miljøet og endelig miljøklasse bestemmes. I steg 4 kombineres faktorer avhengig av det valgte jordnaglingssystem og konsekvensene av et sammenbrudd med den valgte

miljøklassen for å bestemme nødvendig korrosjonsbeskyttelse. Det foreslåtte system er basert på liknende system som beskrevet av Clouterre, 1991 og i en artikkel av U. Bergdahl 1986. De enkelte skritt er beskrevet i mer detalj nedenfor.

7.1.6.1 Steg 1 – foreløpig vurdering av miljøets korrosjonspotensiale

Den foreløpige vurderingen baseres på kunnskap fra tradisjonelle geotekniske undersøkelser og geologiske kart. Det er et system hvor en lokalitet blir tildelt et visst antall poeng avhengig av flere faktorer. I henhold til tabell 7.5 får en lokalitet visse poeng avhengig av jordart som er en av de viktigste faktorene som påvirker korrosjonspotensialet. I tillegg til disse poengene så tildeles tilleggspoeng, pluss eller minus, avhengig av flere faktorer i henhold til tabell 7.6. Basert på det totale antall poeng så klassifiseres lokaliteten til å ha et lavt, middels eller høyt korrosjonspotensial. 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 i steg 4 for å bestemme nødvendig korrosjonsbeskyttelse.

Tabell 7.5 Klassifisering av miljøets korrosjonspotensial avhengig av jordart.

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

Tabell 7.6 Klassifisering av tilleggspoeng for miljømessig korrosjonspotensial avhengig av ulike faktorer.

Faktor	Tilleggspoeng
Grunnvannsnivået er lavere enn 2,5 m under terreng	± 0
Grunnvannet [26] 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)

7.1.6.2 Steg 2 – bestemmelse av miljøklasse basert på mer detaljerte grunnundersøkelser.

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 7.7 benyttes til å bestemme korrosjonsindeksen som gir miljøklasse i henhold til tabell 7.8. Systemet er basert på lignende systemer som i Clouterre, 1991 og litteratur fra AFNOR. Forskjellen i jordartsforekomster i Sverige og Frankrike (bergartene i Sverige og Norge er noe mer syreholdige) antas å være ivaretatt ved pH-kriteriet.

[26] Grunnvannsnivået

Tabell 7.7 Korrosjonsindeks anvendt for å bestemme miljøklasse.

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

Tabell 7.8 Bestemmelse av miljøklasse basert på poengsum fra tabell 7.7.

Miljøklasse	Forklaring	Poengsum
I	Lavt korrosjonspotensial	0 – 4
II	Normalt korrosjonspotensial	5 – 9
III	Høyt korrosjonspotensial	10 -

7.1.6.3 Steg 3 – Bestemmelse av miljøklasse ut fra andre aspekter

Hvis en eller flere av følgende påstander er riktig, kan det være tilrådelig å velge en høyere miljøklasse enn oppnådd i steg 2 (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 7.9 indikerer at har en høy eller meget høy aggressivitet.

Tabell 7.9 Kjemisk analyse – grenseverdier i henhold til DIN 4030

	Grad av aggressivitet		
Parameter	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

7.1.6.4 Steg 4 – Valg av korrosjonsbeskyttende system

To andre parametere må vurderes i tillegg til miljøklasse; type jordnagle og konsekvenser av et sammenbrudd.

TYPE JORDNAGLE

Alt stål har et potensial for å korrodere og følgelig er det alltid nødvendig å vurdere korrosjonsbeskyttelse. Ingen enkeltparameter kan anvendes for å bestemme en spesiell ståltypes potensial for å korrodere. Isteden så må hver ståltype testes for den foreslåtte anvendelsen. Imidlertid må en høyere grad av korrosjonsbeskyttelse kreves hvis noen av de nedenstående beskrivelsene er riktige. En måte å ta høyde for dette på er å velge en høyere miljøklasse enn oppnådd i steg 3. (for eks. klasse III istedenfor II).

- Det anvendes sprøtt stål
- Resultater fra FIP-forsøk[27] gir rask bruddutvikling
- Innhold av legeringer i stålet øker korrosjonsfaren i stålet eller gjør stålet mer spøtt ved brudd

KONSEKVENSER VED SAMMENBRUDD

En subjektiv oppfatning av konsekvensene ved et sammenbrudd av konstruksjonen må vurderes før endelige krav til korrosjonsbeskyttelse bestemmes. I noen tilfeller kan det være nødvendig med ganske omfattende korrosjonsbeskyttelse i miljøklasse I fordi konsekvensene ved et sammenbrudd er svert alvorlige. I andre tilfeller kan kravene være ganske lave selv i miljøklasse III når det er en midlertidig konstruksjon med ubetydelige konsekvenser ved et sammenbrudd.

VALG AV KRAV FOR KORROSJONSBESKYTTELSEN

I tabell 7.10 er det vist forslag til krav for ulike levetider og miljøklasser.

[27] Se FIP-rapport, Corrosion and corrosion protection of prestressed ground anchorages, State of the art report, ISBN 0 7277 0265 3, 1986 for forklaring av denne testen.

Tabell 7.10 Foreslåtte krav til korrosjonsbeskyttelse avhengig av miljøklasse og levetid.

	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

I kapittel 2.2.6 er ulike systemer for korrosjonsbeskyttelse beskrevet mer utførlig.

Når krav til korrosjonsbeskyttelse for jordnaglingssystemet skal bestemmes, er det viktig ikke bare å se på jordnaglen alene. Svake punkter så som innfestingen til fronten og sammenkoplinger må vurderes slik at hele konstruksjonen har tilstrekkelig beskyttelse.

7.2 NATURLIGE SKRÅNINGER

Hovedforskjellen mellom en bratt utgravet, jordnaglet vegg og en naturlig skråning forsterket med jordnagler er belastningen på naglene. For den utgravede veggen blir naglene belastet mer eller mindre så snart utgravingen er gjennomført. En jordnagle som installeres i en naturlig skråning, vil forbli ubelastet så lenge det ikke forekommer videre bevegelser i den aktive jordkilen i skråningen. Tilleggsbelastninger eller endringer i effektivspenningene kan resultere i bevegelser i jorda som igjen vil mobilisere friksjon langs jordnaglen. Mobilisert friksjon i forankringssonen vil forhindre bevegelser av den aktive jordkilen. Kreftene som forårsakes av bevegelser i den ustabile aktive jordkilen blir redistribuert gjennom strekk i naglene til forankringssonen. Hvis ustabiliteten øker og større bevegelser oppstår, så vil bøyemotstanden i naglen kunne bidra med en liten andel til motstandskreftene. Imidlertid er vanligvis bevegelsene, når bøyemotstanden blir aktivert, så store at skråningen da mer eller mindre er i en bruddtilstand.

7.2.1 Spesiell informasjon som er nødvendig for dimensjoneringen

For en naturlig skråning er det viktig å vite omfanget og formen på en potensiell glideflate. En gal dimensjonering av jordnaglingssystemet kan faktisk bidra til å svekke den ustabile skråningen ytterligere med ras i skråningen som resultat.

Geometri – Det er viktig å bestemme skråningens profil nøyaktig før jordnaglingssystemet dimensjoneres både for å kunne dimensjonere et egnet system (plassering av nagler) og for å bestemme hvorledes installasjon av naglene skal kunne foretas i skråningen.

7.2.2 Dimensjonering i bruddgrensetilstanden

7.2.2.1 Bruddmodeller

Bruddmodeller for jordnaglede skråninger er lik de som gjelder for jordnaglede vegger. Brudd kan oppstå enten som interne brudd i naglene eller ytre brudd utenfor den armerte sonen. For slake skråninger vil sammenligning med en gravitasjonsmur være mindre relevant enn for en loddrett jordnaglet vegg. Likevel dannes en armert blokk på grunn av små bevegelser i den aktive sonen. Den armerte blokken vil begrense bevegelsene i jorda bak blokken. Grunnbrudd under blokken, velting, horisontalglidning og totalstabilitet er bruddmodeller som kan forekomme selv for en jordnaglet skråning og dette må følgelig vurderes.

7.2.2.2 Styrkeparametere og dimensjonerende laster

Dimensjoneringsverdier for jord og nagler velges i samsvar med forslag gitt i kapittel 2 og 3.

7.2.2.3 Dimensjonering steg for steg

Dimensjonering av en naturlig skråning er basert på de samme prinsippenes som for en bratt vegg med det unntak at skråningen ikke graves ut. Følgelig er følgende steg inkludert i dimensjoneringen.

1. Stabilitetsanalyse
2. Kontroll av det valgte naglesystem
3. Ytre stabilitet og totalstabilitet

Disse vil ikke bli ytterligere beskrevet her siden de er beskrevet i avsnitt 7.1.2.

For et foreløpig overslag over mulig naglemønster kan anbefalingene i avsnitt 7.1.2.3 benyttes, men som en utfyllende vurdering må også den kritiske glideflaten for den uarmerte skråningen undersøkes. Naglelengden bak bruddflaten må være tilstrekkelig lang for å gjøre det sannsynlig å tro at det stabiliserende moment på grunn av naglene vil bli stort nok til å oppnå en rimelig sikkerhetsfaktor.

7.2.3 Dimensjonering i bruksgrensetilstanden

For en utgravet skråning er det åpenbart at bevegelsene vil forekomme etter hvert som utgravingen foretas fra toppen til bunnen. Det kan kanskje ikke virke like opplagt at bevegelsene som er nødvendig for å mobilisere naglene i en naturlig skråning er av samme størrelsesorden. Bevegelsene utover vil ikke nødvendigvis oppstå, men det vil bli nedadrettede bevegelser som resulterer i setninger. Som for utgravede skråninger må noe bevegelse oppstå for at naglekreftene skal kunne mobiliseres. Vurderinger av om hvorvidt dette vil påvirke nærliggende hus og andre konstruksjoner må foretas.

7.2.4 Drenering

Som for en utgravet jordnaglingsskråning er det viktig å kontrollere vannet siden det kan ha alvorlige konsekvenser for konstruksjonen. Som en generell regel bør det forhindres at vann kommer inn i en jordnaglet konstruksjon. Overflatedrenering på oversiden av skråningen kan anvendes for å hindre at vann kommer inn i konstruksjonen. Frontsystemet kan velges slik at det begrenser effekten av mindre vannstrømmer. Tilleggsdrenasje kan installeres for hindre vann i konstruksjonen. Alle drenssystemer som installeres må være robuste slik at de kan opprettholdes gjennom hele konstruksjonens levetid.

7.2.5 Frontkledning

Det kan være flere grunner til å anvende en frontkledning;

1. Omfordeling av krefter mellom naglene
2. Behov for et rammeverk for at strekkrefter kan bli mobilisert i naglene
3. Forhindre lokalbrudd mellom naglene

Avhengig av skråningsvinkelen så vil anvendeligheten av ulike typer frontkledninger variere. For bratte skråninger vil sprøytebetong kunne utgjøre det eneste alternativet for å oppnå nødvendig lokalstabilitet mellom naglene og virke som en omfordelingsplate. For skråninger med skråningshelning mindre enn 30^{0} så kan frontkledning være unødvendig hvis det ikke er påkrevet på grunn av erosjon. For naturlige skråninger kan bruk av fleksible løsninger slik som geotekstiler være tilstrekkelig.

Følgende faktorer bør vurderes:

- Ved slake skråninger bare beskyttet med vegetasjon så må det tas hensyn til at det tar tid å få etablert vegetasjonsdekket. Annen korttidsbeskyttelse mot erosjon kan derfor være nødvendig.
- Ved bruk av fleksible frontkledninger må en huske at deformasjoner er nødvendig for at det skal oppstå krefter i geosyntetene. Vurder derfor om disse deformasjonene er estetisk akseptable for frontkledningen.
- Ved bruk av fleksible frontkledninger må forvitring av det geosyntetiske materialet også vurderes. Kledningens langtidsfunksjon må garanteres.

7.2.6 Bestandighet

Diskusjonen vedrørende bestandighet i avsnitt 7.1.6 gjelder også for jordnaglede skråninger så vel som for utgravede, jordnaglede vegger.

7.3 UTFØRELSE, KVALITETSKONTROLL OG KONTRAKTER

Håndboken beskriver ovennevnte forhold i følgende kapitler:

- Utførelse Kapittel 8
- Kvalitetskontroll Kapittel 9
- Kontrakter Kapittel 10

Basert på dimensjoneringsforutsetningene er det anbefalt å sikre at spørsmål vedrørende prosjektansvar, utførelse og kontroll er klart definert i anbudskontrakten.

8. UTFØRELSE

Dette kapitlet er basert på informasjonen i utkast til det europeiske byggedirektivet for armerte fyllinger (prEN 14475) og Soil Nailing (prEN 14490). Tilleggsinformasjon fra andre standarder og håndbøker er også tatt med, (for eks. bristisk standard, Clouterre, FHWA). En innrykket setning markerer at teksten er et sitat.

8.1 ARMERTE FYLLINGER

Anleggsprosedyren for en armert fylling kan sammenlignes med andre jordarbeider bortsett fra at armerte fyllinger krever tilleggshensyn når det gjelder levering, lagring og installasjon av de prefabrikkerte komponentene. Anleggsaktivitetene må ikke forårsake skade på armeringsmaterialene, heller ikke på midlertidig eller permanente støtte- og frontelementer. Videre må anlegget ikke påvirke dreneringsforholdene i friksjonsmasser som benyttes i fyllingen eller drenerende materialer som plasseres i kontakt med den armerte konstruksjonen.

Bygging av en armert fyllingskonstruksjon kan omfatte følgende stadier

- Utgraving og planering
- Fundamenter for frontkledninger eller elementer
- Valg og transport av materialer
- Fyllingsmaterialer
- Drenerende materialer
- Armeringselementer
- Frontkledninger eller elementer
- Montering av frontkledninger eller elementer inkludert utlegging av armering og skjøtemasse
- Tilbakefylling og komprimering av fyllmasse og drenerende materialer
- Etablering av kledning eller andre elementer på toppen av den armerte konstruksjonen

8.1.1 Valg av materialer

8.1.1.1 Fyllingsmaterialer

Spesiell oppmerksomhet må rettes mot lokalisering av massetak for egnede fyllingsmaterialer. Følgende indeksparametere for fyllingsmaterialet må bestemmes og kontrolleres mot de krav som er satt for arbeidene.

- Korngradering
- Flytegrense og plastisitetsgrense
- Vanninnhold
- PH-verdi
- Proctor-verdier
- Skjærstyrke
- Friksjonskoeffisient mellom fyllingsmaterialet og armeringen og om metallarmering eller frontkledninger skal anvendes

- Resistivitet
- Redox-potensial
- Innhold av klorid-ioner
- Totalt sulfatinnhold
- Innhold av sulfat-ioner
- Totalt sulfidinnhold

8.1.2 Armeringsmateriale

8.1.2.1 Stål

Ståltype og kvalitet spesifiseres i henhold til EN 10080 eller EN 10025 (strekkstyrke, flytespenning, tøyning ved brudd).

Galvanisering spesifiseres i henhold til EN ISO 1461

Korrosjonsmonn for stål må være i samsvar med dimensjoneringskravene.

8.1.2.2 Geosynteter

Kontroll på anlegget av levert armeringsmateriale kan utføres i henhold til utkast prEN 1475 som også gir en vurdering av materialets anvendelighet for ulike formål.

8.1.3 Materialer for bruk i frontkledninger og sammenføyninger

Alle materialer og produkter skal være i henhold til relevante europeiske standarder. Hvor slike ikke er tilgjengelig, skal materialene tilfredstille nasjonale standarder eller retningslinjer og lokale miljøbestemmelser. Materialene skal være i samsvar med prosjektspesifikasjonene og tilhørende testresultater skal fremslegges. Spesielle krav satt av produsenten når det gjelder transport, håndtering, lagring og utlegging av materialer og produkter skal etterkommes.

8.1.4 Stedlige forhold og grunnundersøkelser

8.1.4.1 Generelt

Før anleggsarbeidene starter skal all nødvendig informasjon vedrørende forholdene på stedet, lovbestemte restriksjoner og forhold relatert til tilliggende infrastruktur foreligge. Denne informasjonen skal dekke adkomstforhold, eksisterende installasjoner i undergrunnen og eventuelle miljømessige restriksjoner.

8.1.4.2 Byggeplassen

Grunnundersøkelsene på stedet skal omfatte informasjon som gjelder stedets anvendelighet for en armert jordkonstruksjon, totalstabiliteten i området for utførelse av arbeidene og anvendeligheten av stedlige masser i fylling, både geoteknisk og geokjemiske parametere.

- Indeksparametere: plastisitet, jordartsklassifisering, densitet, korngradering, vanninnhold, organisk innhold

- Materialparametere: skjærfasthet, modultall (kompressibilitet)
- Hydrauliske parametere: permeabilitet
- Miljødata: forurensing

Spesiell informasjon kreves når det gjelder grunnvann og overflatevann inkludert mulighetene for oversvømmelse.

8.1.4.3 Materialtak

Grunnundersøkelser i materialtaket skal gi opplysninger om karakteristiske jordartsparametere som forutsatt i prosjekteringen. Hvis geoteknisk kartlegging og visuell inspeksjon i materialtaket indikerer store variasjoner i massenes egenskaper, må detaljerte undersøkelser foretas.

8.1.5 Fundamentering

Den armerte jordblokken fundamenteres vanligvis direkte på undergrunnen etter utgraving av topplag. Frontkledninger settes vanligvis på stripefundamenter av betong som krever tilleggsutgraving. Bredden på fundamentstripene må gi rom for justering av frontkledningen for riktig plassering.

8.1.6 Drenering

Drenering er viktig i en armert jordkonstruksjon da denne ikke kan tillates å bli vannmettet. En mulig økning av poretrykket og dermed reduksjon i skjærstyrke kan svekke stabiliteten , forårsake tilleggslast på frontkledningen og øke strekkspenningen i armeringen.

Der kohesive fyllingsmaterialer anvendes må et gjennomgående drenerende lag med tykkelse minst 0,3 m plasseres bak frontkledningen og knyttes til dreneringssystemet i bunnen. Alle armerte fyllinger må beskyttes mot infiltrering av overflatevann.

På undergrunnen av lite permeable masser skal det legges inn et horisontalt lag av drenerende masser i fundamentnivå. Hvis nødvendig må egnet forsegling og drenerende tiltak etableres på toppen av og bak den armerte fyllingsblokken for å hindre aggressive substanser fra å komme inn i konstruksjonen.

Drenerende lag i den armerte konstruksjonen må ha tilstrekkelig tykkelse til å sikre avløp for antatt vannmengde og tilfredstille filterkravene i forhold til fyllingsmaterialene.

Drenslagene skal legges ut i lag vekselvis med fyllmassene og komprimeres for å unngå forurensing fra fyllmassene. Det kan være nødvendig å foreta komprimering av drenslagene med håndholdt vibrasjonsutstyr.

Et system med drensrør skal installeres langs og bak stripefundamentene av betong for frontkledningen. Det må gis muligheter til vedlikehold av drensrørsystemet, for eks. ved inspeksjonskummer. I tillegg skal det installeres drenasjehull i frontkledningen over bakkehøyde.

8.1.7 Frontkledninger

Frontkledninger må ikke være skadet eller sprukket og må behandles forsiktig ved bruk av riktig tilpassede løfteenheter koblet til kledningens overkant.

Komprimering av fyllingen eller drenerende materialer bak frontkledningen kan forårsake endringer i kledningens posisjon og krever justeringsmuligheter for å tilfredstille toleransekravene gitt i prosjektspesifikasjonene. Avhengig av type frontpanel kan det være nødvendig å benytte midlertidige klemmer eller støtteelementer for å oppnå ønsket form på fasaden i fronten av den armerte konstruksjonen. For eks. kan fugemasse bli nødvendig som en midlertidig løsning for å justere åpningene mellom frontelementene for mulige setningsforskjeller så vel som for toleranser i frontkledningens dimensjoner.

Fugene mellom frontkledningselementene skal forsegles over grunnvannsnivået for å hindre at materialer vaskes ut av fyllingen. Fuger under grunnvannsnivået kan forbli uforseglet for å tillate at grunnvannet kan strømme gjennom den armerte konstruksjonen.

8.1.8 Valg, utlegging og oppbygging av fyllingsmaterialer

Armerte konstruksjoner har den fordel at en større variasjon i fyllingsmaterialer kan anvendes. Overflaten hvor armeringsmaterialet skal legges ut må være plant og komprimert. Alle elementer som kan tenkes å skade armeringen på noen måte må fjernes.

Korrekt utlegging og tilstrekkelig komprimering av fyllingsmaterialet er nøkkelpunkter for å kunne garantere at konstruksjonen vil fungere som forutsatt. Lagtykkelsen og planeringen må være slik at det er mulig å komprimere massene tilstrekkelig i samsvar med spesifikasjonene, for eks. 95 % modifisert Proctor. Forskjellige komprimeringskrav eller krav om en spesiell rekkefølge i komprimeringsarbeidet i områder nær frontkledningen eller hjørner må etterfølges nøye.

Planeringskravene er, hvis ikke annet er spesifisert, de samme som for individuelle lag i en vanlig fylling, for eks ± 50 mm. En lagtykkelse som er relatert til avstanden mellom armeringen er å foretrekke. Avhengig av største steinstørrelse i fyllingsmaterialet så må lagtykkelsen velges slik at optimal komprimeringseffekt kan oppnås.

8.1.9 Utlegging av armering og skjøting

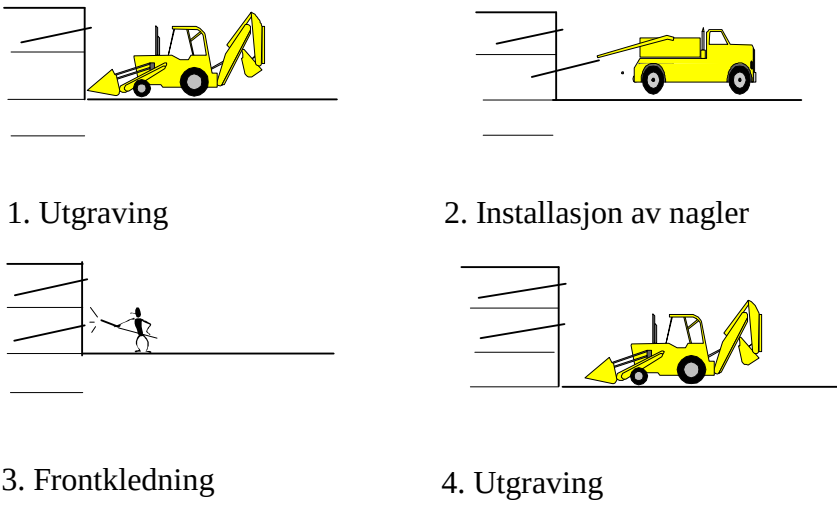
På bakgrunn av en rekke mulige fremgangsmåter skal bare noen få generelle regler nevnes. Armeringen legges ut på den komprimerte fyllingen og kobles til frontkledningen eller mot en permanent eller midlertidig front (forskaling), brettes tilbake over neste komprimerte lag og forspennes. I alle tilfeller må instruksjonene som er gitt i prosjektbeskrivelsen, eller i retningslinjer fra produsenten eller leverandør følges. Innfesting til frontkledningen skal være i samsvar med krav og toleranser gitt i byggetegningene. Spesiell nøyaktighet må utvises i å kontrollere at hovedretningen for armeringens strekkstyrke, posisjon og nivåplassering samt overlapping av skjøter blir riktig ved utlegging av armeringen.

8.2 JORDNAGLING

Utgravingen av en jordnaglet bratt skråning kan omfatte følgende hovedprosesser.

- Forarbeider
- Utgraving/klargjøring av fronten
- Installasjon av nagler
- Installasjon av drenering
- Installasjon av frontkledning

Prosessen er vist i figur 8.1.



Figur 8.1 Konstruksjonsfaser for en jordnaglet vegg

I de tilfeller hvor jordnagling er benyttet til å forsterke en eksisterende skråning så kan forberedende arbeider, utgraving og installasjon av frontkledning sløyfes. I dette avsnittet er det gitt en kort forklaring av de enkelte arbeidstrinnene i henhold til utkast til prEN 14490. For flere detaljer vedrørende utførelse av arbeidene vise det til standarden.

Før anleggsarbeidene settes i gang må nødvendig informasjon gis til entreprenøren. Dette er omtalt videre i kapittel 10.

8.2.1 Forarbeider

Forarbeidene kan omfatte noen eller alle av følgende forhold

- Utsetting av skråningens posisjon terrenget
- Bygging av adkomstsystemer hvor adkomsten er begrenset (for eks. egen adkomstveg med forgreninger)
- Kontroll av overflatevann og grunnvann ved installasjon av drenering. Dette foretas for å gjøre det mulig å utføre jordnaglingsarbeidene.
- Uttrekksforsøk med prøvenagler for å bekrefte forventet forankringsstyrke i naglene.
- Installasjon av kontrollsystemer

- Uttak av prøvegrop for å undersøke hvor lenge utgravet vegg kan stå uten tiltak

Forsøk, kontroll og overvåkning er beskrevet mer detaljert i kapittel 9.

8.2.2 Utgraving og klargjøring av fronten

Vanligvis omfatter utgravingsfasen en innledende utgraving (hoveddelen) etterfulgt av en finpussing av overflaten. Før utgravingen starter må det være enighet om følgende;

- Hvem som er ansvarlig for totalstabiliteten av skråningen og tilliggende eiendommer. Det kan være nødvendig med restriksjoner slik som utgraving i seksjoner.
- Utgravingsbegrensninger slik som ferdig helning på skråningen, utstrekning av anleggsområdet, midlertidige gravenivåer
- Toleransegrenser for utgravingen slik som hvor mange graders avvik kan tolereres for skråningshelningen og høydetoleranser for midlertidige gravenivåer.
- Overvåkningssystemer for å sikre kontroll med toleransene.
- Hvilke tiltak som skal iverksettes hvis toleransene overskrides.
- Hvordan uforutsettes forhold skal håndteres slik som blokker og lav skråningsstabilitet.

Fyllingsmaterialer finnes ofte nære terrengoverflaten og slike materialer kan ha dårlig kvalitet og vil følgelig ofte rase sammen kort tid etter utgravingen. Spesielle tiltak kan bli nødvendig for å hindre sammenbrudd i slike masser.

Tidsforbruket fra skråningen er gravet ut, naglene installert og frontkledningen montert bør begrenses mest mulig. Prøvegraving under de innledende anleggsarbeidene vil kunne gi retningslinjer når det gjelder hvor lenge skråningen kan stå av seg selv. Basert på slik informasjon kan lengden av skråning som kan graves ut av gangen bestemmes på forhånd.

Under gravearbeidene skal de virkelige grunn- og grunnvannsforholdene sammenlignes med rapporten fra grunnundersøkelsene. Hvis avvik observeres skal dette rapporteres i samsvar med anbudsdokumentene. Basert på slik informasjon kan det bli nødvendig å foreta endringer i dimensjoneringen eller tiltak slik som lokal tilbakefylling.

8.2.3 Installasjon av nagler

Følgende skal være avtalt før arbeid med installasjon av nagler starter.

- Nagletype og installasjonsmetode
- Toleranser når det gjelder naglenes plassering i henhold til kapittel 9

To hovedmetoder for installasjon av nagler foreligger; direkte installasjon og installasjon ved forboring. Direkte installasjon kan utføres ved ramming med slag, vibrasjon eller ballistiske metoder. Installasjon ved bruk av forboring og gysemasse kan omfatte enten gravitetsgysing eller gysing med trykk.

Installasjonsmetoden bør velges ut fra de spesielle forholdene på stedet. En annen installasjonsteknikk eller flytting av naglen bør vurderes hvis forekomst av blokker hindrer installasjon av naglen i full lengde og med korrekt retning. Nagler som enten er helt eller delvis installert må ikke fjernes.

Under transport og lagring må naglene behandles med forsiktighet for å garantere kvaliteten på naglen. All installasjon av nagler skal utføres på en kontrollert måte slik at påvirkning av grunnen og tidligere installerte nagler blir minst mulig. Før installasjon skal naglene kontrolleres for å påse at de er i en stand som tilfredstiller kravene i anleggsdokumentene.

Kontrolltiltak som skal utføres under installasjonen er beskrevet i kapittel 9.

8.2.3.1 Direkte installasjonsmetoder

Ved direkte installasjonsmetoder rammes naglen ved bruk av slag, vibrasjoner eller ballistiske metoder. For direkte installerte nagler har armeringen vanligvis direkte kontakt med jorda uten bruk av gysemasse. I de tilfeller hvor naglen ikke er produsert i en hel lengde er det viktig at skjøtingen utføres på en måte som ikke påvirker lastoverføringen i skjøten.
Naglen må ha tilstrekkelig stivhet til å kunne rammes inn i jorda uten at knekning oppstår. Nødvendig stivhet må bestemmes ut fra en vurdering av grunnforholdene (pakningsgrad) og rammeutstyret.

Under installasjonen noteres installasjonsdybde og anvendt rammetid. Rammetiden gir en indikasjon på om svakere eller fastere jordmasser er påtruffet i naglens lengde.

8.2.3.2 Installasjon ved forboring

Forboringsmetoden omfatter i hovedsak to ulike installasjonsteknikker;
1. Vanlig nagle – Det forbores et hull i bakken og armeringselementet installeres i midten av hullet. Hullet fylles så med gysemasse fra bunn til topp. Naglen kan også installeres etter at hullet er fylt med gysemasse.
2. Samtidig boret og gyst – Naglen benyttes her som et bor. Under boringen fylles hullet samtidig med gysemasse. Etter installasjonen forblir borehodet i bakken som en del av armeringssystemet.

Boremetoder velges slik at følgende forhold kan garanteres;
- At full naglediameter oppnås i hele naglens lengde
- At hullet kan bores til en lengde som sikrer at naglen oppnår den lengde som kreves. Det kan være nødvendig å benytte overboring med noen boremetoder.

For å sikre at minimum overdekning med gysemasse oppnås i hele naglens lengde så skal avstandsholdere fordeles med jevn avstand langs naglen.

Det anbefales at naglen gyses så snart som mulig etter at den er plassert i hullet, i det minste samme dag.

Det eksisterer i hovedsak tre forskjellige boremetoder i henhold til prEN 14490;
- Boring i åpent borehull
  Denne typen boring med bruk av auger kan anvendes i jord hvor hullet ikke raser sammen. Fjerning av store mengder jord under boringen forårsasket for eks. av sammenrasing i hullet, må unngås. Hvis det er fare for at borehullet skal rase sammen,

kan bruk av augere med hul stamme være nyttig for å muliggjøre installasjon av nagle og gysemasse før tilbaketrekking av augeren.
Spyleteknikker kan benyttes i alle jordartstyper så lenge egnet spyleveske anvendes i forhold til jordart. I jord hvor hullet er stabilt kan luftspyling benyttes og tung veske (for eks. gysemasse) i mindre stabile hull.

- Boring med foringsrør
  Denne metoden anvendes i jordarter hvor hullet ikke vil være stabilt i hele lengden før gysing er foretatt. I slike jordarter må gysing foretas før foringsrøret fjernes.
- Selvborende nagle
  Et borehode monteres på naglen. Gysemasse anvendes vanligvis som spyleveske. I noen tilfeller vil samtidig boring og gysing føre til et forstørret gysevolum, følgelig må borehastighet, gysetrykk og strømningshastighet justeres for å passe til grunnforholdene.

Den andre fasen av teknikken med borede installasjoner er gysingen som utføres enten som gravitasjonsgysing eller gysing under trykk.

a) Gravitasjonsgysing
   Et støperør føres inn til bunnen av hullet og gysing utføres uten avbrudd fra bunnen av hullet til en ufortynnet og uinfisert gysemasse kommer ut fra toppen av hullet. Uttrekkshastighetten av støperøret må ikke være raskere enn at bunnen av støperøret forblir neddykket i støpemasse under hele prosessen.

b) Trykkgysing
   Et gyserør koples til naglen og gysing foretas under boringen eller etter at boringen er avsluttet. Systemet med rotasjonsboring og samtidig spyling med gysemasse beskrives ofte som dynamisk trykkgysing.

Gysemassen som benyttes, må anvendes rett etter at den er ferdigblandet og hele blandingen må innfri kravene i anbudsbeskrivelsen.

Egnet gyseteknikk må velges for å sikre at hulrom, som kan redusere kapasiteten og bestandigheten av naglen, ikke oppstår. Under gysingen skal anvendt volum gysemasse og gysetrykk registreres for hver nagle.

Hvis metoden med hul auger benyttes så må rotasjonsretningen ikke reverseres under uttrekkingen siden dette kan forårsake at jord blandes inn i og reduserer styrken av gysemassen.

8.2.4 Installasjon av drenssystemer

Et effektivt dreneringssystem utgjør en viktig del av jordnaglingskonstruksjonen. Overflatevann og grunnvann kan ha ødeleggende effekt på veggen. Det er derfor viktig med drenering både i anleggsfasen og i konstruksjonens levetid. Hvis uventede grunnvannsforhold oppdages i byggefasen, kan det bli nødvendig å oppgradere drenssystemet.

Overflatevann kan kontrolleres med for eks. avskjæringsgrøfter eller renner. Disse installeres vanligvis før utførelse a jordnaglingen starter. Intern drenasje eller drensmatter

like bak fronten kan kontrollere grunnvann. Vann fra drenene samles i et punkt og det sørges for avløp i samsvar med miljøbestemmelsene.

Det er i hovedsak tre forskjellige drenstyper;
1. Overflatedrenasje (for eks. tildekking, renner eller grøfter)
2. Drenering av fronten (for eks. drensmatter, bløderrør)
3. Undergrunnsdrenasje (for eks. dreneringsrør)

I kapittel 2 er de tre forskjellige drenssystemene vist.

På overflaten over den armerte veggen kan tildekking benyttes til å kontrollere overflatevann. Spesiell oppmerksomhet må vies overlapping av tildekningsmaterialet for å hindre at overflatevann kan komme inn mellom tildekningen og terrengoverflaten. Det kan være nødvendig å feste tildekningsmaterialet til undergrunnen for å hindre at det løftes opp på grunn av vindkrefter.

Dreneringsrenner, vanligvis laget av betong, kan benyttes til å samle opp overflatevann. Hvis slike benyttes, er det viktig at de legges med kontinuerlig fall frem til et oppsamlingspunkt og at skjøtene er vanntette. Renne bør ha ekspansjonsskjøter for å kunne tillate differensialsetninger og temperaturbevegelser. Dreneringen må også sikre at det ikke oppstår dammer og hindre at vann kommer inn i jorda under rennen.

Drensgrøft er en annen mulighet for å samle opp overflatevann. Utgravingen av grøften må utføres på en kontrollert måte og tiden grøften står åpen må gjøres så kort som mulig. Før grøften tilbakefylles kan den dekkes med en fiberduk for å hindre tetting av drensgrøften på sikt. Drenssystemet (perforert rør eller drensmatte) må kontrolleres for eventuell skade slik at en kan forvisses om at det vil virke som et sammenhengende system. Drenet må ha sammenhengende fall frem til oppsamlingspunktet.

For å kontrollere vann bak fronten kan drensmatter med filtervirkning anvendes. Vanligvis plasseres drensmattene vertikalt med angitt avstand. I noen tilfeller kan det være egnet å benytte tilleggsmatter lagt horisontalt ved hver fuge i sprøytebetongen eller der det er mye vann. For å hindre at kvaliteten på betongen påvirkes anbefales det at ikke mer enn 15 % av frontarealet dekkes med drensmatter. Drenssystemet må være sammenhengende fra toppen til bunnen av veggen og bundet samme med tilstrekkelig overlapp for å sikre kontinuitet i vannstrømmen. Mattene må festes godt til veggen for å hindre tomrom bak fronten. Nødvendige tiltak må gjøres for å hindre skade på dreneringen under videre utgraving og etablering av frontsystemer.

Hvis sprøytebetong eller andre tette frontkledninger benyttes så må bløderhull etableres. Hull med en minimumsdiameter på 25 mm vil kunne tillate fri utstrømning av vann fra baksiden av frontkledningen. Hvis der er mulig bør dreneringssystemet testes før anvendelse på frontkledningen.

I noen tilfeller kan det være nødvendig å benytte drenssystemer i undergrunnen og i så fall må dreneringen gis et minste fall på 5 % mot fronten. Det må velges en installasjonsmetode som sikrer at drensrøret ikke skades og at jordpartikler ikke tetter

filteret. Koblingen mellom drensrør og fronten må utføres på en måte som sikrer at vannet passerer gjennom drenet og ikke eroderer jord rundt tilkoplingspunktet.

Pumpesystemer anvendes normalt ikke siden jordnagling vanligvis benyttes over grunnvannstanden.

8.2.5 Installasjon av frontkledning

Frontkledningen bør installeres så snart som mulig etter utgraving og installasjon av naglene for å hindre lokale brudd i overflaten. I noen tilfeller kan det være nødvendig å installere jordnaglene gjennom en beskyttelseskledning foran veggen/skråningen. En annen mulighet er å påføre et tynt lag med sprøytebetong rett etter at utgravingen er utført.

Største høyde av hvert utgravingstrinn bestemmes basert på beregninger og erfaringer fra prosjekter med tilsvarende forhold. Det kan være nødvendig å utføre utgravingen seksjonsvis for å hindre utglidninger før naglene blir installert.

Mellom to utgravingstrinn anbefales det et tidsrom på minimum 24 timer for å tillate gysemassen å oppnå en viss styrke.

Det er viktig å vurdere drenering av skråningen under anlegget, et uventet vannførende lag kan ha alvorlige virkninger på overflatestabiliteten.

Hvis geosynteter benyttes som frontkledning for en naturlig skråning, er det viktig at materialet fastes godt til skråningen slik at nødvendige krefter mobiliseres selv med små bevegelser.

9. KVALITETSKONTROLL – TILSYN, TESTING OG KONTROLL I BYGGEFASEN

Dette kapitlet er basert på informasjon i utkast til europeisk standard for armert jord (prEN 14475) og jordnagling (prEN 14490). Tilleggsinformasjon fra andre standarder og håndbøker er også tatt med, (for eks. bristisk standard, Clouterre, FHWA).

Problemer relatert til bevegelser i konstruksjonen i byggefasen er mest vanlig når det gjelder armerte jordkonstruksjoner, spesielt frontkledninger sammensatt av store enkeltpaneler. Når en armert jordkonstruksjon med vertikal vegg bygges vil jordlagene i undergrunnen konsolideres og forårsake setninger og horisontalbevegelser. Det er derfor av største viktighet å sikre kvaliteten på arbeidene og anvendte materialkomponenter. Det er forståelig at kontroll, oppfølging og testing av slike konstruksjoner må utføres av erfarne spesialister i samsvar med dimensjoneringsforutsetningene og kontraktsdokumentene, kfr. kapittel 10. Kontraktsdokumentene må definere nivået på og omfanget av kontroll og testing som skal utføres og nøyaktighetten av kontrollen som kreves.

Problemer relatert til bevegelser i armerte jordkonstruksjoner med oppbrettskledning eller halvstive frontkledninger i byggefasen er vanligvis ikke så viktige. Utførelse av arbeidet kan sammenlignes med vanlige jordarbeidsforhold. Kontroll, testing og oppfølging av denne type armerte jordkonstruksjoner medfører noen spesielle forhold relatert til kvaliteten på armeringsmaterialet, riktig lagring av dette, beskyttelse mot skader, forspenning og for eks. vedlikehold av vegetasjon.

For en jordnaglet konstruksjon er det alltid viktig at kontroll, testing og oppfølging utføres for å sikre kvaliteten på arbeidene og at disse er i samsvar med anbudsdokumentene, kfr. kapittel 10. Kvalifiserte og erfarne personer skal utføre kontrollen, oppfølgingen og testingen.

9.1 TILSYN

9.1.1 Armerte fyllinger

Kontroll skal utføres i henhold til anbudsdokumentene. Kontrollen omfatter protokoller, testing og oppfølging og er nødvendig i alle stadier av arbeidet: lagring og håndtering av frontkledninger og armeringselementer, utgraving av fundament, komprimering av fyllingsmaterialer og av drenslag. For armerte jordkonstruksjoner som benytter stålarmering og/eller geosyntetisk armering så skal kontrollen utføres i henhold til prEN 14475 (kapittel 9).

Utførelsen av arbeidene må kontrolleres i de forskjellige byggestadiene med hensyn til følgende detaljer:

- forarbeider på byggeplassen (klargjøring av stedlige grunnforhold for fundament, grunnvannsnivå og drensforhold)
- fyllingsmaterialer (vanninnhold, densitet, korngradering, skjærstyrkeparametere, organisk innhold)

- armeringselementer (identifisering, vekt pr. areal, tverrsnitt, bredde, tykkelse, maskeåpning). For geosyntetiske armeringsmaterialer er det under utarbeidelse et standard dokument for kvalitetskontroll på anlegg og dette vil bli utgitt som en EN-standard eller CEN teknisk rapport (ref. CEN TC 189 arbeidsdokument 70).
- Frontkledning (lagring, tilstand, dimensjoner, revner eller skader, festeanordninger)
- Drenering (rør, korngradering av fyllmasser og tilbakefylling, filterkrav, organisk innhold)

9.1.2 Jordnagling

Kontrollen skal utføres i henhold til anbudsdokumentene. Kontrollen omfatter protokoller, testing og overvåkning under byggingen.

En jordnaglingsplan skal være tilgjengelig på byggeplassen og omfatte følgende informasjon i henhold til prEN 14490;

- Nagletype med betegnelse
- Antall nagler
- Plassering og orientering av hver nagle og posisjonstoleranser i forhold til et referansenivå
- Nødvendig lastkapasitet for naglene
- Installasjonsteknikk
- Kjente hindringer og andre restriksjoner knyttet til nagleaktivitetene
- Dato og klokkeslett for installasjon av hver nagle
- Metode for korrosjonsbeskyttelse
- Utførte nagletester

Som en utfylling til jordnaglingsplanen skal installasjon av hver enkelt nagle protokolleres og følgende informasjon kan inkluderes;

- Beskrivelse
- Dato for installasjon
- Nagletype, diameter, lengde og orientering
- Boremetode
- Bruk av foringsrør eller ikke
- Spylemetode
- Grunnforhold (kort beskrivelse)
- Vannforhold
- Forbruk av gysemasse
- Merknader
- Spesielle tiltak

Protokollen oppbevares sammen med øvrige anleggsprotokoller.

9.2 TESTING

9.2.1 Armert fylling

Testing av materialer anvendt i en armert jordkonstruksjon skal utføres i henhold til ENV 1977 og spesifikasjoner gitt for prosjektet. Kontrolløren skal føre jevnlige protokoller som dekker informasjon som kreves i prosjektets kvalitetsplan. Dette omfatter vanligvis rapporter og sertifikater utstedt av produsenten av armeringselementene, rapporter fra tester utført på anlegget med angivelse av testmetoder og resultater og konklusjoner når det gjelder overholdelse av gitte krav.

9.2.1.1 Testing av fyllingsmaterialet

Testing av fyllingsmaterialet skal utføres for det materialet som er benyttet på anlegget på følgende måte;

- Feltforsøk for å kontrollere densitet og optimalt vanninnhold
- Laboratorie- eller feltforsøk for å finne materialets skjærstyrke

Følgende forsøk kan også utføres

- Laboratorieforsøk for å bestemme friksjonen mellom fyllmassene og armeringen
- Laboratorieforsøk for å bestemme fyllingsmaterialets elektrokjemiske egenskaper

9.2.1.2 Armering

For armeringen kan feltforsøk utføres med fyllingsmaterialer og komprimeringsutstyr som skal anvendes for å kontrollere armeringens følsomhet overfor anleggskader, hvis begrenset informasjon om materialet foreligger. For armeringsmateriale som levers på byggeplassen så skal leverandøren påse at materialet oppfyller de krav som er satt ved dimensjoneringen. Testmetoder som er beskrevet i prEN 14475 og i vedlegg A skal benyttes.

9.2.2 Jordnagling

Uttrekkskapasiteten må alltid kontrolleres med uttrekksforsøk på stedet. Under er gitt en kort beskrivelse av ulike forsøk, utstyr og utførelse samt forslag til testomfang og tolkning av forsøkresultater. Beskrivelsen er basert på utkast til prEN 14490.

Forsøkene kan enten utføres på offernagler, dvs. nagler som belastes til brudd og som derfor ikke kan medregnes som aktiv nagle i den ferdige konstruksjonen. En aktive nagle kan også benyttes. Denne naglen belastes til dimensjonerende styrke og vil fortsette å virke som en aktiv nagle i konstruksjonen etter forsøket.

ULIKE TYPER FORSØK

Avhengig av hensikten med forsøket så finnes det forskjellige måter å utføre belastningsforsøk på jordnagler.

- En <u>dimensjoneringstest</u> utføres på det aktuelle sted for konstruksjonen på dimensjoneringsstadiet for å oppnå verdier for uttrekkskapasitet som kan benyttes i dimensjoneringen. Offernagler benyttes og oppnådde verdier for uttrekkskapasitet må

anvendes med forsiktighet hvis en annen type nagle eller installasjonsteknikk benyttes i anleggsfasen.

- En anvendelighetstest utføres enten før anleggstadiet eller under de innledende anleggsarbeidene får å bekrefte at antatt uttrekkskapasitet under dimensjoneringen kan oppnås i felten. Hvis nødvendig uttrekkskapasitet ikke oppnås, kan det bli nødvendig å endre konstruksjonen. Slike tester utføres vanligvis på offernagler.
- En aksepttest utføres for å bekrefte tilfredstillende ytelse av naglen under forutsatt arbeidsbelastning. Slike forsøk utføres i byggperioden. I dette tilfellet er det viktig ikke å overbelaste naglen slik at bindingen mellom nagle og jord eller korrosjonsbeskyttelsen ødelegges.

FORSØKUTSTYR

Forsøkutstyret består av følgende hovedelementer;

- Oppspenningsutstyr
  Oppspenningsutstyret må utformes slik at lasten kan påføres naglen aksialt. Dette er også å anbefale hvis slaglengden på den hydrauliske jekken er lang nok til å unngå takskifte under forsøket.
- Kraftmåler
  Det er to ulike måter å måle belastningen på enten indirekte ved å måle det hydrauliske trykket i systemet eller direkte ved bruk av lastcelle. Målesystemet skal kalibreres til en nøyaktighet på 1 – 2 % av største belastning.
- Mothold
  Det er viktig å etablere et mothold som er stivt nok til å fremskaffe en reaksjonskraft som kan motstå største påførte belastning og samtidig unngå innvirkning på målt uttrekkskapasitet.
- Deformasjonsmåling
  Måleur med en nøyaktighet på minst 0,1 mm og som muliggjøre avlesninger på 0,02 mm skal benyttes. Minst to måleur skal benyttes for å kunne fremskaffe gjennomsnittsverdier hvis måleoppsettet ikke er fullstendig sentrisk. Det er viktig at måleurene er atskilt fra belastningsutstyret og festet til en frittstående ramme som er stiv nok til å garantere at den ikke beveger seg på grunn av andre effekter slik som vibrasjoner, klimatiske forhold og lignende.

FORSØKPROSEDYRE

Innledende forsøk og verifikasjonstester av nagler omfatter følgende trinn;

- Påfør en liten last (ikke over 10 % av antatt bruddlast for naglen) for å sentrere forsøkutstyret.
- Påfør videre last i trinn. Sikt mot minst 10 trinn før brudd og påfør derfor ca en tiendepart av forventet bruddlast i hvert trinn. For hvert steg noteres resulterende deformasjoner etter 1, 2, 4, 8 og 16 minutter. Hvis naglens bevegelser i tiden mellom 8 og 16 minutter er større enn 0,1 mm så tas tilleggsmålinger etter 32 minutter.
- Trinnvis påføring av lasten fortsetter frem til brudd.

For aksepttester belastes naglen bare til en last som tilsvarer arbeidslasten ganger en sikkerhetsfaktor. Faktoren kan velges lik materialfaktoren som er anvendt ved

dimensjoneringen (vanligvis i området 1,1 til 1,5). Siden den eneste hensikten med denne testen er å bekrefte at naglens oppførsel ved dimensjonerende last er akseptabel, så kan antall lasttrinn reduseres sammenlignet med forsøk utført på offernagler.

For å sikre at lastoverføring bare skjer i den innspente delen av naglen så er det etablert kriterier for minste deformasjon. Deformasjonen av naglehodet må være større enn den teoretiske forlengelsen av naglens frie lengde.

$$\mathrm{H}L \geq 0.8\, P\, \frac{UL\, 10^6}{AE}$$

P	er største påførte belastning (kN)
UL	er naglens frie lengde (m)
A	er naglens ståltverrsnitt (m^2)
E	er elastisitetsmodulen for stål (200 Gpa)

FORSLAG TIL ANTALL FORSØK

Tabell 9.1 er hentet fra utkastet til europeisk byggedirektiv for jordnagling prEN 14490 og gir forslag til antall belastningsforsøk som skal utføres. Antall forsøk avhenger av om jordnaglingskonstruksjonen kan klassifiseres som konstruksjon i kategori 1, 2, eller 3.

- Kategori 1 konstruksjon – liten fare for eiendom eller liv
- Kategori 2 konstruksjon – ingen unormal fare for eiendom eller liv
- Kategori 3 konstruksjon – alle andre konstruksjoner som ikke omfattes av kategori 1 eller 2.

Tabell 9.1 Forslag til minimum antall belastningsforsøk i henhold til utkast til europeisk byggedirektiv for jordnagling.

	Forslag til minimum antall belastningsforsøk			
Forsøktype	Dimensjonering	Anvendelighet	Aksept	
			N[28]> 1 pr. 1.5 m^2	N< 1 pr. 1.5 m^2
Kategori 1	Valgfritt	Valgfritt	Valgfritt	Valgfritt
Kategori 2	Valgfritt	S2	A2a	A2b
Kategori 3	Valgfritt	S3	A3a	A3b

[28] Antall nagler pr. m^2 skråning

Forklaringene på forkortelsene benyttet i tabell 9.1 er vist nedenfor;

S2	• Hvis ingen erfaring med den stedlige jordarten foreligger så skal minst 1 nagle for hver jordart (lag) testes og det totale antall nagler som testes skal minst være 3. • Hvis det foreligger erfaring med den stedlige jordarten (forsøk er utført på jordnaglet konstruksjon under lignende forhold) så er anvendelighetstesten valgfri
S3	• Som for S2 men antall nagler som testes skal minst være 2 nagler pr. jordart og det totale antall testnagler skal minst være 6.
A2a	• Hvis skråningen som skal jordnagles dekker et areal mindre enn 1000 m^2 så skal antall tester være 5. • Hvis skråningen er større enn 1000 m^2 så skal det utføres minst en test pr. 400 m^2 skråningsareal.
A2b	• Hvis antall nagler er mindre enn 200 så skal 3 tester utføres. • Hvis antall nagler er større enn 200 så skal 1,5% av antall nagler testes.
A3a	• Hvis skråningen som skal jordnagles dekker et areal mindre enn 1000 m^2 så skal antall tester være 5. • Hvis skråningen er større enn 1000 m^2 så skal det utføres minst en test pr. 200 m^2 skråningsareal.
A3b	• Hvis antall nagler er mindre enn 200 så skal 3 tester utføres. • Hvis antall nagler er større enn 200 så skal 2,5% av antall nagler testes.

- For alle aksepttester så skal følgende kriterier også oppfylles: minst en test pr. jordart og utgravingstrinn.
- Det er også viktige å fordele testnaglene jevnt over konstruksjonen.

TOLKNING AV FORSØKRESULTATER

Resultatene fra forsøkene plottes i et diagram med kraft mot deformasjon. I de tilfeller hvor en markert toppverdi fremkommer er det ganske enkelt å lese av største uttrekkskapasitet. I noen tilfeller fremkommer ikke en slik markert toppverdi og et annen bruddkriterium må benyttes. Et forslag er å benytte kraften som forårsaker videre deformasjon uten ytterligere lastøkning.

En markert toppverdi indikerer at det oppstår et sprøbrudd når største uttrekkskapasitet i naglen nås. Imidlertid er det ønskelig med et seigt brudd og derfor kan det være bedre å benytte restverdien ved dimensjoneringen, kfr. drøftingen i avsnitt 2.2.3 om hvilken verdi av jordas friksjonsvinkel som skal benyttes.

9.2.2.2 Materialprøving

For materialer som leveres på byggeplassen skal leverandøren garantere at materialene oppfyller kravene i prosjektbeskrivelsen. Gysemasse og sprøytebetong blandes på stedet og følgelig er det nødvendig å utføre forsøk for å sikre at produktene har den ønskede karakteristiske styrke. Det tas prøver av gysemassen for å påse at den har den ønskede karakteristiske styrke. For sprøytebetong skal forsøk utføres både på materiale fra innledende forsøk med frontkledningen og fra ferdig sprøytet kledning.

9.2.2.3 Stabilitet av fronten

I noen tilfeller anbefales det at stabilitetsforsøk utføres for å sikre at utgravingen og den jordnaglede konstruksjonen har tilstrekkelig stabilitet. Dette forsøket utføres ved at det graves en forsøkgrop med helning og dybde lik skråningshelningen og trinnhøyden for utgravingen som er forutsatt ved dimensjoneringen. Bredden på utgravingen skal være minst to ganger høyden og observasjonstiden skal være lik antatt tid mellom installasjon av to påfølgende naglerader.

Hvis store forskjeller i jordartsegenskaper påtreffes under byggingen av jordnaglingskonstruksjonen kan det anbefales å utføre flere stabilitetsforsøk under anleggsarbeidet.

9.2.2.4 Bestandighet

Naglens bestandighet må sikres ved å påse at kravene i prosjektbeskrivelsen er oppfylt. Kvaliteten på gysemassen, overdekning av gysemasse i hele naglens lengde, kvaliteten på andre anvendte beskyttelsessystemer og stålkvalitet må også garanteres. Prøvenagler kan installeres på stedet hvis en jordnaglet konstruksjon skal bygges i et spesielt belastende miljø hvor sammenbrudd av konstruksjonen kan ha alvorlige konsekvenser. En prøvenagle vil i slike tilfeller være identisk med nagler som skal anvendes i konstruksjonen, men kortere 1 – 1,5 m. Hvis naglene i konstruksjonen skal gyses så installeres prøvenaglen uten gysing for å simulere virkningen av sprekker i gysemassen. Prøvenaglene frigraves med jevne mellomrom og følgende forsøk utføres;

- Visuell inspeksjon
- Bestemmelse av naglens vekt for sammenligning med installasjonsvekt
- Mekaniske strekkforsøk

Mer informasjon om bruken av forsøknagler for kontroll av naglens langtidsoppførsel kan finnes i (Clouterre – Schlosser m.fl., 1999).

9.3 KONTROLL

9.3.1 Generelt - Armerte fyllinger og jordnagling

Denne generelle delen er i hovedsak basert på informasjon fra FHWA's håndbok om jordnagling for kontrollører, men kan også anvendes for armerte fyllinger.

Hensikten med kontroll i byggeperioden er å påse at arbeidet utføres i henhold til dimensjoneringsforutsetningene og at forutsetningene på prosjekteringsstadiet er relevante. Hvis avvik observeres, så kan resultatene fra kontrollen gjører det mulig å modifisere prosjekteringsforutsetningene for å sikre at en konstruksjon av høy kvalitet oppnås.

Nedenfor er det gitt et kort sammendrag av kontrolltiltak som kan være relevant for ulike deler av konstruksjonen. Ytterligere kontrolltiltak kan være nødvendig avhengig av størrelse og prosjektets beliggenhet. Før anleggsarbeidene starter så skal det være enighet om følgende

- Ansvaret for kontrollarbeidet. Denne personen refereres til som kontrollør i etterfølgende tekst. Ytterligere informasjon kan hentes fra FHWA – håndbok for anleggkontrollører.
- Kontrollhyppighet
- Antatte terskelverdier og hvilke tiltak som skal iverksettes hvis terskelverdiene overskrides.

9.3.1.1 Utgraving og forberedende arbeider

Under de forberedende arbeidene skal kontrolløren se om det foreligger avvik mellom foreliggende terrengnivå og terrenghøyder vist på plantegningene.

Under anlegget skal kontrolløren kontrollere;
- At arbeidene utfører i henhold til planene
- At toleransegrenser ikke overskrides
- At tendenser til ustabilitet registreres ved daglig inspeksjon av skråningen og tilliggende områder
- At det ikke graves for dypt i det enkelte utgravingstrinn
- At det settes av nødvendig ventetid mellom påfølgende utgravingsfaser for å sikre at gysemassen får tid til å herde og oppnå nødvendig styrke (for jordnagling)
- At utgravet jordmasse ved visuell inspeksjon samsvarer med de antatte grunnforhold i prosjekteringsfasen (for jordnagling)
- At jordart, lagdeling, knusningssoner, vannsig og vannkilder identifiseres og at de er i samsvar med prosjekteringsforutsetningene

Hvis uforutsette forhold slik som endringer i grunnforholdene eller hydrauliske forhold påtreffes under anlegget, så skal dette omgående rapporteres til ansvarlig person i henhold til anbudsdokumentene.

9.3.1.2 Armering og installasjon av nagler

Før installasjon av armering/nagler så skal følgende kontrolleres;
- At armeringselementet og gysemasse tilfredstiller dimensjoneringsforutsetningene
- At leverte stålelementer har nødvendig korrosjonsmonn og korrekt stålkvalitet
- At korrosjonsbeskyttelsen ikke er påført skade under transport eller lagring

Under monteringen skal følgende kontrolleres;
- At naglen installeres i henhold til prosjekteringsforutsetningene
- At innfestingen i fronten foretas i henhold til forutsetningen og at festet er sikkert
- For lange nagler benyttes vanligvis skjøter for å binde sammen nagledeler. I dette tilfellet er det viktig å kontrollere at nagledelene skrus like langt inn i skjøtestykket. For å hindre brudd i skjøten er det like viktig å påse at gjengene låses.
- At nødvendig tiltak iverksettes hvis det registreres avvik i grunnforholdene fra det som er forutsatt

Og for nagler;

- For borede nagler skal det påsees at hullet bores innenfor akseptable toleranser i forhold til angitt retning, lengde og diameter. Det kan også være relevant for noen jordarter å kontrollere sammenrasing i hullet.
- For gyste nagler så skal det kontrolleres at avstandsholdere er installert i angitt avstand og at de ikke hindrer gysemasse i å flyte ned i hullet. For å sikre at minste overdekning av gysemasse oppnås skal det kontrolleres at naglen er sentrert i hullet.
- Kontroller at naglen er installert i foreskrevet lengde og med korrekt retning. Akseptabel helningstoleranse er vanligvis $\pm 3^{0}$.

9.3.2 Armerte fyllinger

9.3.2.1 Frontkledning

For frontkledningen er det under anlegget viktig å kontrollere at kledningen etableres i henhold til prosjekteringsforutsetningene.

- Kontroller at frontkledningens materialegenskaper er i samsvar med forutsetningene
- Kontroller at type frontkledning og geometrisk dimensjon er riktig

9.3.2.2 Drenering

- Hvis frontdrenering eller bløderhull benyttes så skal det kontrolleres at disse er installert som foreskrevet og gir en sammenhengende drensveg.
- Hvis geosyntetiske drensmatter benyttes bak frontkledningen så skal disse inspiseres jevnlig for skade under byggeprosessen og repareres for å kunne opprettholde drensfunksjonen.

9.3.3 Jordnagling

Dette avsnittet er i hovedsak basert på FHWA's håndbok om jordnagling for kontrollører.

9.3.3.1 Gysing

Under gysingen skal kontrolløren kontrollere følgende:

- For gravitasjonsgyste nagler påse at gysingen starter bra bunnen av naglehullet og at støperøret forblir neddykket i gysemassen under opptrekking.
- Måle og protokollere volum gysemasse som anvendes i hvert hull. Beregne forbrukstallet som tilført volum dividert med teoretisk volum av hullet.
- Påse at rotasjonsretningen på augere ikke reverseres under uttrekk
- At gysemassen blandes i henhold til godkjent resept
- Bekrefte at gysemassen har nødvendig styrke. Trykkforsøk på prøveklosser.
- Kontrollere forankret og uforankret lengde av prøvenagler.

9.3.3.2 Drenering

- Hvis drenasjematter benyttes skal de inspiseres jevnlig og repareres for å kunne opprettholde drensfunksjonen.
- Hvis frontdrenering eller bløderhull benyttes så skal det kontrolleres at disse er installert som foreskrevet og gir en sammenhengende drensveg.

9.3.3.3 Frontkledning

For frontkledninger er det viktig å kontrollere under anlegget at kledningen etableres i samsvar med prosjekteringsforutsetningene.

- Kontroller at frontmaterialets egenskaper er i henhold til forutsetningene
- Kontroller at plasseringen av frontkledningen er riktig, for eks.
    - Kontroller at antall sveisede stålnett eller geonett er riktig og at de legges med foreskrevet omfar
    - Kontroller tykkelsen av sprøytebetong
    - Kontroller at skråningshelsningen er i samsvar med forutsetningene
- For utgravede skråninger er det viktig å kontrollere at fronten (vanligvis sprøytebetong) etableres innen angitt tidsrom for å unngå grunnbrudd i det enkelte byggetrinn.

9.3.3.4 Korrosjonsbeskyttelse

Under installasjon av naglene skal det kontrolleres at installasjonsprosedyren ikke medfører skade på korrosjonsbeskyttelsen; for eks.

- Kontroller at leverte stålkjerner har nødvendig korrosjonsmonn og riktig stålkvalitet
- Kontroller at avstandholdere er installert i riktig avstand langs naglen for å garantere foreskrevet overdekning av gysemasse
- Kontroller at det ikke er skade (sprekker) i naglens beskyttelseslag

10. KONTRAKTER

10.1 FORSKJELLIGE KONTRAKTSTYPER

Det er i prinsippet to forskjellige typer kontrakter som anvendes i forbindelse med byggeprosjekter, ”vanlig anbudskontrakt” og ”totalentreprise”. Disse kontraktstypene anvendes imidlertid sjelden i rendyrket form da de fleste kontrakter inneholder en blanding av begge i et eller flere punkter. I det følgende er de to kontraktstypene beskrevet.

Hensikten med dette kapitlet er å diskutere virkningen av den valgte kontraktstypen på anskaffelsen, innholdet i anbudsdokumentene og ansvaret for de ulike aktivitetene. I denne håndboken er bare de to hovedtypene av kontrakter beskrevet i sin opprinnelige form, ”vanlig anbudskontrakt” og ”totalentreprise”. Imidlertid eksisterer det en rekke andre kontraktsmodeller slik som ”offentlig og privat samarbeid OPS, (bygge – drifte – overføre)” etc., men disse er ikke omtalt her.

Hovedhensikten med dette kapitlet er å reise spørsmål som må vurderes i forbindelse med byggeprosjekter. Ansvaret for de ulike deler av prosjektet kan variere mellom ulike prosjekter og beskrivelsene i dette kapitlet må bare betraktes som forslag. Det anbefales imidlertid at ansvaret for de ulike aktivitetene er avtalt før arbeidene settes i gang.

10.1.1 Vanlig anbudskontrakt

Byggherren fremskaffer her dokumenter og prosjekttegninger til entreprenøren som gjennomfører byggeprosjektet i henhold til byggherrens tegninger. Prosjektbeskrivelsen inneholder også prosjektets funksjon og dette faller inn under byggherrens ansvar.

Byggherren kan kontakte ulike leverandører (jordarbeider, bygg, installasjoner etc.) og styre byggeprosessen selv, eller engasjerer en hovedentreprenør til å utføre hele arbeidet beskrevet i en hovedkontrakt. Aktiviteter som ikke faller innenfor hovedentreprenørens virkefelt, kan utføres som underentrepriser inngått av hovedentreprenøren.

10.1.2 Totalentreprise

Byggherren overfører i dette tilfellet prosjekteringen til entreprenøren som vil påta seg det fulle ansvar for gjennomføringen av hele prosjektet slik at det fungerer etter hensikten.

Byggherren definerer prosjektet i form av planløsning, karakteristiske funksjoner og andre krav til den ferdige konstruksjonen som vil utgjøre anbudsgrunnlaget og kontrakten med anbudsvinneren.

Entreprenøren overfører vanligvis prosjekteringen gjennom en konsulentkontrakt til et konsulentfirma som utfører dimensjoneringsberegninger og lager tegninger, spesifikasjoner etc. for utførelse av arbeidene. Entreprenøren setter også bort underkontrakter på arbeid som ikke faller under hans virkefelt.

10.2 INNHOLDET I ANBUDSDOKUMENTER

10.2.1 Informasjon som må vurderes

Innholdet i anbudsdokumentene vil avhenge av hvilken type kontrakt som anvendes. Den samme informasjonsmengden må imidlertid tas hensyn til når det gjelder utførelse, men ansvaret for å fremskaffe eller motta informasjonen vil falle på den ene eller endre parten avhengig av hvilken kontraktstype som velges.

Informasjonen som må skaffes tilveie og fordelingen mellom partene når det gjelder å fremskaffe eller motta informasjon for de respektive kontraktsformer er presentert i tabellene 10.1 til 10.5

Parten som fremskaffer informasjonen har ansvaret for at denne er korrekt.

Håndboken presenterer informasjonen så fullstendig som mulig når en tar hensyn til at hovedhensikten med innholdet er å belyse informasjonsbehovet.

Det må tas hensyn til kontraktsformen eller blanding av kontraktsform når tabellene leses og fordeling av ansvar må betraktes som veiledende.

10.2.2 Anbudsdokumenter for vanlig anbudskontrakt

10.2.2.1 Informasjon fremskaffet av byggherren

Ved vanlig anbudskontrakt er det byggherrens ansvar å forsyne entreprenøren med dokumenter og nødvendig informasjon slik at konstruksjonen kan bygges. Dette gjøres vanligvis i form av anbudsdokumenter. Eksempler på informasjon som det er viktig å inkludere i dokumentet, enten beskrivelser og/eller tegninger, er foreslått i tabellene 10.1 til 10.5. Konstruksjonen skal vises på tegninger både i plan, snitt og detaljer.

10.2.2.2 Informasjon fremskaffet av entreprenøren

Entreprenørens ansvar er å sette opp en fremdriftsplan for utførelse av anlegget basert på informasjon fra byggherren. Fremdriftsplanen skal godkjennes av byggherren.

10.2.3 Anbudsdokumenter for totalentreprise

10.2.3.1 Informasjon fremskaffet av byggherren

Som nevnt tidligere så er byggherrens ansvar ved denne type kontrakter å forsyne entreprenøren med en liste over krav. Denne listen er i hovedsak dekket i tabell 10.1.

10.2.3.2 Informasjon fremskaffet av entreprenøren

Entreprenørens ansvar er å foreslå en konstruksjonsløsning og fremdriftsplan og fremskaffe dokumentasjon knyttet til prosjekteringen for å vise byggherren at konstruksjonen vil tilfredstille kravene.

Prosjekteringsdokumentene skal inneholde følgende informasjon,

- Vise forutsetninger og de viktigste beregningstrinnene.
- For armerte vegger vise bruddmodeller og jordtrykk.
- For jordnaglingskonstruksjoner vise kritisk bruddflate og tilsvarende sikkerhetsfaktor for armert og uarmert skråning.
- For fyllinger på bløt grunn vise kritisk bruddflate og tilhørende sikkerhetsfaktor for armert og uarmert fylling.
- For fyllinger på peler vise stabilitetsforhold og deformasjoner
- Dataprogrammer benyttet ved prosjekteringen skal listes opp med angivelse av versjon.
- Hvis prosjekteringen er utført ved håndregning så skal dette vises i dokumentasjonen.

I prosjekteringsdokumentene skal relevant informasjon for totalentreprisekontrakter i henhold til tabellene 10.1 til 10.4 inkluderes. Før byggearbeidene starter skal byggherren godkjenne prosjekteringsdokumentene.

Entreprenøren skal også sette opp en fremdriftsplan. Dette dokumentet skal inneholde informasjon i henhold til tabell 10.5 og godkjennes av byggherren.

For å kontrollere at konstruksjonen fungerer i henhold til byggherrens krav så skal entreprenøren etablere et kontrollopplegg i henhold til tabell 10.5. Kontrollprogrammet skal også omfatte omfanget av protokoller/dokumentasjon under arbeidets gang og godkjennes av byggherren.

Tabell 10.1 Eksempel på generell informasjon som må vurderes

GENERELL INFORMASJON	TYPE KONTRAKT			
	ANBUD[29]		TOTAL[30]	
	BYGG-HERRE	ENTREPRENØR	BYGG-HERRE	ENTREPRENØR
KRAV:				
Funksjonen av ferdig konstruksjon	(x)[31]		x[32]	
Sikkerhetsnivå	(x)		x	
Konstruksjonens utforming	x		x	
Estetiske hensyn	x		x	
Akseptable deformasjoner i konstruksjonens levetid	x		x	
Belastninger (permanente, kortvarige, dynamiske)	(x)		x	
Levetid (midlertidig, permanent)	(x)		x	
Krav til måleutstyr, type og antall	x		x	
Forskrifter og standarder som skal anvendes	x		x	
Konstruksjonstype, spesielle krav eller ønsker fra Byggherren	x		x	
BEGRENSNINGER:				
Tidsbegrensninger på byggetid eller andre begrensende faktorer slik som drift av jernbaner og veier i byggeperioden	x		x	
Restriksjoner i byggemetode på grunn av miljøhensyn, støy, vibrasjoner, forurensing og andre forhold	x		x	
Restriksjoner på grunn av tidevann og kaldt klima	x		x	
Restriksjoner på grunn av arkeologiske forhold	x		x	
Naborettslige begrensninger (senking av grunnvann ikke tillatt)	x		x	
GENERELL INFORMASJON OM BYGGEPASSEN:				
Rapport om grunnforholdene, jordart, grunnvann	x		x	
Koordinatpunkter for utsetting	x		x	
Informasjon om nærliggende konstruksjoner og veger, herunder installasjoner i undergrunnen slik som ledninger, kloakkrør etc.	x		x	

[29] Vanlig anbudskontrakt
[30] Totalentreprise
[31] (X) Byggherren har denne informasjonen og kan gi den til entreprenøren
[32] X part merket med X skal gi informasjon til motparten

Figur 10.2 Eksempel på informasjon om konstruksjonen

	TYPE KONTRAKT			
	ANBUD[33]		TOTAL[34]	
INFORMASJON OM KONSTRUKSJONEN	BYGG-HERRE	ENTREPRENØR	BYGG-HERRE	ENTREPRENØR
KARAKTERISTISKE STYRKEPARAMETERE FOR UNDERGRUNN OG FYLLMASSE (*for eks. friksjonsvinkel, kohesjon, densitet, vann*)	(x)[35]			x[36]
KONSTRUKSJONENS UTFORMING OG LASTER	(x)			x
Profiler som viser geometri, jordart og grunnvannsnivå	x			x
Antatte størrelse og fordeling av ytre belastninger og jordtrykk	(x)			X
Dimensjoneringsmodell både for armering og frontkledning (hvis aktuelt)	(x)			x
Definisjon av sikkerhetsfaktor og valgt sikkerhetsnivå	(x)			x
PLANLØSNING				
Armeringens utstrekning på langs og på tvers av konstruksjonen inkludert toleranser	x			x
For jordnagler, posisjon, helningsvinkel, lengde og toleranser	x			x

[33] Vanlig anbudskontrakt
[34] Totalentreprise
[35] (X) Byggherren har denne informasjonen og kan gi den til entreprenøren
[36] X part merket med X skal gi informasjon til motparten

Tabell 10.3 Eksempel på informasjon om materialegenskaper for en armert jordfylling

INFORMASJON OM MATERIALEGENSKAPER	TYPE KONTRAKT			
	ANBUD[37]		TOTAL[38]	
	BYGG-HERRE	ENTREPRENØR	BYGG-HERRE	ENTREPRENØR
GEOSYNTETER				
Levetid	x[39]		x	
Arbeidstemperatur				x
Type geosyntetisk armering (geogrid, geotekstil…) [40]	x			x
Strekkstyrke i begge retninger	x			x
Krav til forsøk som skal utføres for å bekrefte karakteristisk strekkstyrke og tøyning	x		x	
Type sammenføyning og krav til strekkstyrke	x			x
Avstand mellom armeringslag	x			x
Maskestørrelse for geonett relatert til omkringliggende jord	x			x
Kjemisk stabilitet	x			x
Type polymer og bestandighet	x			x
Bestandighet overfor UV-ståler	x			x
FYLLINGSMATERIALER				
Levetid	(x)		x	
Korngradering		x		x
Lagtykkelse		x		x
Komprimering		x		x
Permeabilitet		x		x
Bestandighet	(x)			x
DRENERING				
Type drenering	x			x
Levetid	(x)			x
Dreneringskapasitet	x			x
Bestandighet	(x)			x
FRONTKLEDNING				
Levetid	(x)		x	
Type kledning	x			x

[37] Vanlig anbudskontrakt
[38] Totalentreprise
[39] X part merket med X skal gi informasjon til motparten
[40] Ikke nevn spesielt produkt

Tabell 10.4 Eksempel på informasjon om materialegenskaper for jordnagling

INFORMASJON OM MATERIALEGENSKAPER	TYPE KONTRAKT			
	ANBUD[41]		TOTAL[42]	
	BYGG-HERRE	ENTREPRENØR	BYGG-HERRE	ENTREPRENØR
JORDNAGLING				
Levetid	(x)[43]		x[44]	
Jordnaglens styrke (strekk, skjær og bøyning)	(x)			x
Uttrekkskapasitet	(x)			x
Naglens bestandighet (gyst, rammet…)[45]	x			x
Bestandighet	x			x
JORDARTSEGENSKAPER				
Antatte dimensjoneringsverdier	(x)			x
Antatte grunnvannsforhold	(x)			x
DRENERING				
Type drenering	x			x
Levetid	x		x	
Dreneringskapasitet	(x)			x
Bestandighet	(x)			x
FRONTKLEDNING				
Levetid	(x)		x	
Type kledning	x			x

[41] Vanlig anbudskontrakt
[42] Totalentreprise
[43] (x) the employer have this information and may provide the contractor with it
[44] X part merket med X skal gi informasjon til motparten
[45] Type, men ikke spesielt produkt

10.5 Eksempel på informasjon relatert til utførelse og kontroll

INFORMASJON RELATERT TIL UTFØRELSE OG KONTROLL	TYPE KONTRAKT			
	ANBUD[46]		TOTAL[47]	
	BYGG-HERRE	ENTREPRENØR	BYGG-HERRE	ENTREPRENØR
UTFØRELSE AV ARMERT FYLLING				
Orientering av armeringsnettet	x[48]			x
Utlegging av lag og komprimering	x			x
Hvordan foreta skjøting	x			x
Om armeringen skal forspennes eller ikke	x			x
Begrensninger slik som: lengste tid armeringen kan utsettes for sollys, lagtykkelse av fyllmasse over armeringen før trafikkering kan tillates, temperatur, utstyr, miljø	x			x
UTFØRELSE AV JORDNAGLING				
Informasjon om rekkefølgen i utgravingsfasene	x		x	
Mulige restriksjoner på arbeidsutførelsen	x		x	
PROTOKOLLER				
Spesifisering av ulike protokoller og innhold	x		x	
Når og hvordan portokollene skal fremlegges og til hvem	x		x	
Ansvar for å arkivere protokollene og oppbevaringstid	x		x	
KONTROLL				
Krav til kontroll (type kontroller, antall …)	x			x
Kontrollomfang	x			x
Kontrollhyppighet	x			x
Grenseverdier	x			x
Tiltak hvis grenseverdiene overskrides	x			x

10.3 ANSVAR FOR AKTIVITETER

I tabell 10.6 til tabell 10.8 er et antall aktiviteter listet opp. I kontraktsdokumentet skal det være klart definert hvem som er ansvarlig for hver aktivitet, byggherren eller entreprenøren. Både en konsulent eller en teknisk representant kan ivareta byggherrens ansvar. Det er imidlertid like viktig å definere ansvaret til disse to partene før arbeidet starter.

Det er også viktig å definere materialleverandører eller materialtak før arbeidene starter. Etter hver tabell er det vist en liste med aktiviteter som enten byggherren eller entreprenøren kan gjøre avtale med leverandøren om å være ansvarlig for, før arbeidene

[46] Vanlig anbudskontrakt
[47] Totalentreprise
[48] x part merket med X skal gi informasjon til motparten

starter. Dette forandrer imidlertid ikke ansvarsfordelingen mellom byggherren og entreprenøren.

Tabell 10.6 til tabell 10.8 kan anvendes som retningslinjer for hvordan ansvaret for ulike aktiviteter kan deles mellom partene. Imidlertid skal ansvarsfordelingen i et spesielt prosjekt alltid defineres i kontrakten.

Tabell 10.6 Eksempler på aktiviteter som er felles for begge anvendelser

		TYPE KONTRAKT			
		ANBUD[49]		TOTAL[50]	
	HVEM ER ANSVARLIG FOR ULIKE AKTIVITETER	BYGG-HERRE	ENTREPRENØR	BYGG-HERRE	ENTREPRENØR
1	Fremskaffe data om grunnforholdene	x		x	
2	Sørge for nødvendig godkjenning fra offentlig myndighet og andre parter for utførelse av arbeidene	x		x	
3	Vurdering av grunnforholdene i relasjon til beregningsforutsetninger	x			x
4	Definisjon av levetid (permanent/midlertidig)	x		x	
5	Bedømmelse av konstruksjonens gjennomførbarhet	x			x
6	Hvis nødvendig – instruksjoner vedrørende rekkefølgen av arbeidsoperasjoner	x			x
7	Definisjon av arbeidsrekkefølge	x			x
8	Instruksjoner til alle medvirkende parter med hensyn til nøkkelpunkter i prosjekteringskriteriene som må vies spesiell oppmerksomhet	x			x
9	Definisjon av sikkerhetsnivå og geoteknisk klasse	x		x	
10	Definisjon av toleransegrenser for utførelse av arbeidene (deformasjoner, setninger, støy, tap av gysemasse etc.) spesielt av hensyn til nærliggende konstruksjoner	x		x	
11	Spesifikasjon av overvåkningstiltak når det gjelder effekten av konstruksjonsarbeidene på nærliggende konstruksjoner (type og nøyaktighet av måleinstrumenter, hyppighet av oppfølging og avlesninger) og tolkning av måleresultatene.	x		x	
12	Overvåkning av anleggsarbeidenes virkning på nærliggende konstruksjoner og dokumentasjon av resultatene.		x		x
13	Overvåkning av anleggsarbeidene inkludert definisjon av kvalitetskravene	x		x	
14	Kontroll av arbeidskvaliteten	x		x	
15	Definisjon av sikkerhetsfaktor som skal anvendes	x		x	
16	Ansvar for protokoller i byggefasen		x		x

[49] Vanlig anbudskontrakt
[50] Totalentreprise

Aktiviteter som leverandøren kan være ansvarlig for etter avtale med entreprenøren eller byggherren.

- Hvis nødvendig – instruksjoner i forhold til arbeidsrekkefølgen
- Definisjon av arbeidsrekkefølgen
- Instruksjoner til alle medvirkende parter med hensyn til nøkkelpunkter i prosjekteringskriteriene som må vies spesiell oppmerksomhet

Tabell 10.7 Eksempler på aktiviteter relatert til jordnagling

		TYPE KONTRAKT			
		ANBUD[51]		TOTAL[52]	
	HVEM ER ANSVARLIG FOR ULIKE AKTIVITETER	BYGG-HERRE	ENTREPRENØR	BYGG-HERRE	ENTREPRENØR
1	Beslutning om å anvende armert jord. *Innledende forsøk og testing hvis nødvendig*	x		x	
2	Hovedutforming av den armerte konstruksjonen. Avgjørelse av nødvendige egenskaper ved bruk av geosynteter	x			x
3	Krav til korrosjonsbeskyttelse	x			x
4	Vurdere de ulike midlertidige faser av arbeidet	x			x
5	Utførelse av materialtester	x			x
6	Utførelse av forsøk hvis nødvendig		x		x
7	Vurdering av resultater fra innledende forsøk	x			x
8	Valg av armeringssystem	x			x
9	Detaljering av system for korrosjonsbeskyttelse	x	x		x
10	Bedømmelse av armeringssystemet og arbeidsprosessene	x			x
11	Definisjon av dimensjoner, plassering og orientering av geosynteter	x			x
12	Utførelse av arbeidene, inkludert kontroll og oppfølging		x		x

Aktiviteter som leverandøren kan være ansvarlig for etter avtale med entreprenøren eller byggherren.

- Hovedprosjektering av den armerte jordkonstruksjonen. Beslutning om nødvendige egenskaper ved bruk av geosynteter.
- Overveielse av de ulike midlertidige faser av arbeidet
- Utførelse av materialtester
- Utførelse av forsøk hvis nødvendig
- Detaljering av system for korrosjonsbeskyttelse
- Definisjon av dimensjoner, plassering og orientering av geosynteter
- Utførelse av arbeidene, inkludert kontroll og oppfølging

[51] Vanlig anbudskontrakt
[52] Totalentreprise

Tabell 10.8 Aktiviteter relatert til jordnagling

	HVEM ER ANSVARLIG FOR ULIKE AKTIVITETER	TYPE KONTRAKT			
		ANBUD[53]		TOTAL[54]	
		BYGG-HERRE	ENTREPRENØR	BYGG-HERRE	ENTREPRENØR
1	Beslutning om å anvende jordnagling	x		x	
2	Utførelse av innledende forsøk og testing hvis nødvendig, utarbeidelse av spesifikasjoner	x			x
3	Prosjektering av jordnaglingskonstruksjonen, beregning av naglekrefter og krav til totalstabilitet	x			x
4	Krav til korrosjonsbeskyttelse, vurdering av relevante midlertidige faser i gjennomføringen	x			x
5	Utførelse av forsøk hvis nødvendig	x			x
6	Valg av jordnaglingssystem, detaljering av system for korrosjonsbeskyttelse, spesifisering av nagleavstand og retning på naglene	x			x
7	Vurdering av jordnaglingssystemet og definisjon av arbeidsprosedyrer	x			x
8	Definisjon av dimensjoner, lokalisering og orientering av jordnaglene	x			x
9	Utførelse av jordnaglingsarbeidene, inkludert kontroll og oppfølging av nagleparametrene		x		x

10.4 DEFINISJON AV RAPPORTERINGSPROSEDYRER

Følgende forhold må også besluttes før arbeidene starter

- Rapporteringsprosedyrer og behandling av uforutsette forhold
- Rapporteringsprosedyrer hvis forholdene på stedet ikke er i henhold til prosjekteringsforutsetningene. Relevante tiltak som må iverksettes under ulike forhold.
- Rapporteringsprosedyrer hvis observasjonsmetode anvendes

[53] Vanlig anbudskontrakt
[54] Totalentreprise

11. REFERANSER

Carlsson, B. (1987) “Armerad jord beräkningsprinciper för vertikala väggar, branta slänter, bankar på lös undergrund, bankra på pålar” published by Terrateam AB

Bergdahl, U (1986), “Corrosion on hot galvanised power line pylons – a study of different investigation and evaluation methods*”, Proceedings 10th Scandinavian Corrosion Congress*, Stockholm, pp 317- 322.

British Standard (1995), ”Code of Practice for Strengthened/reinforced soils and other fills”, BS 8006:1995

Elias, V. Juran, I. (1991), ”Soil Nailing for stabilization of highway slopes and excavations”, report No. FHWA-RD-89-198

Gässler, G. (1993b), ” The first two field tests in the history of soil nailing on nailed walls pushed to failure”*, Symposium Soil reinforcement: full scale experiments of the 80’s*, Paris, pp. 7-33

Federal Highway Administration (1994), “Soil Nailing Field Inspectors Manual”, FHWA-SA-93-068

FHWA publication NHI-00-043

Franzén, G. (1993), ”Soil Nailing - Jordspikning, en litteraturstudie”, *Department of Geotechnical engineering, Chalmers University of technology*, Sweden, Rapport B 93:1(in Swedish)

Franzén G. (1998), “Soil Nailing – A Laboratory and Field study of Pull-Out Capacity”, Doctoral Thesis, *Department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology,* Gothenburg, Sweden

FIP-report (1986), “Corrosion and corrosion protection of prestressed ground anchorages”, State of the art report, ISBN 0 7277 0265 3

Christopher, B.R. Gill, S.A. Giroud, J.P. Juran, I. Mitchell, J.K. Schlosser, F. Dunnicliff, J. (1990) ”Reinforced soil structures, Volume 1. Design and construction guidelines”, FHWA-RD-89-043

Janbu N, Bjerrum L, Kjærnsli B: (1956) “Veiledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver”, *NGI* publication No 16, Oslo

Janbu N, 25th Rankine lecture (1985) “Soil models in offshore engineering”: Geotechnique 35, No 3, 241-281

Mitchell, J.K, Villet, W.C.B (1987) ”Reinforcement of earth walls and embankments”, NCHRP report 270

Rogbeck, Y, Eriksson, HL, Persson, J, Svahn, V (2000). “Reinforced piled embankment - 2D and 3D numerical modelling compared with case studies*”, Proceedings EUROGeo 2000, European geosynthetics conference, 2, Bologna, Italy*, Oct. 15-18,

Rogbeck, Y, Gustavsson, S, Södergren, I (1999) “Reinforced piled embankment – field study in Mönsterås” *Bygg&Teknik* nr 1 (In Swedish).

Rogbeck, Y, Gustavsson, S, Södergren, I, Lindquist, D Ed: Rowe, RK (1998) “Reinforced piled embankments in Sweden - Design aspects”, *Proceedings International Conference on Geosynthetics, 6, Atlanta, GA, 25-29 March* vol. 2. pp 755-762,.

Rogbeck Y, Eriksson L, Bengtsson P-E, Eriksson M (1997). “Reinforced soil as load transfer layer, Part 2, basis for guidelines and Appendix with reasons for chosen model”, *Reports to the National Road Administration established by Swedish Geotechnical Institute*, Object 1-9410-486. (In Swedish).

Rogbeck, Y, Eriksson, M (1995) “Reinforced soil as load transfer layer, Part 1, pre study”, *Report to the National Road Administration established by Swedish Geotechnical Institute*, Object 3-9506-309. (In Swedish).

Schlosser, F. (1991), ”Discussion: the multicriteria theory in soil nailing*”, Ground Engineering*, November, pp. 30-33

Schlosser, F. Plumelle, C. Unterreiner, P. Salencon, J. Magnan, J.P. (1991) ”Recommendations Clouterre 1991”, *French national research project Clouterre*, FHWA-AB-93-026

Statens Vegvesen, (1990), "Geoteknikk i vegbygging". Statens vegvesens Report 016

Svanø, G, Ilstad, T, Eiksund, G, Watn, A, (2000) “Alternative calculation principle for design of piled embankments with base reinforcement”, *Proceedings 4th International Conference on Ground Improvement Geosystems,* Helsinki.

Swedish Road administration, (1992), “Jordarmering dimensionerande draghållfasthet för syntetmaterial” ATB publication 1992:10

Södergren, I. Berglund, C. Franzén, G. Olsson, C. Rogbeck, Y. (1997) ”Utvärdering av dimensioneringsmetoder armerad jord”, Swedish Geotechnical Society - Jordförstärkningskommitté, Juni, Linköping (in Swedish)

Standarder

ENV 1991-1: Basis of design and actions on structures - Part 1: Basis of design

SS-ENV 1991-1 NAD: Grundläggande dimensioneringsregler och laster – del 1: Grundläggande dimensioneringsregler

ENV 1997-1: Geotechnical design - Part 1: General rules

SS-ENV 1997-1 NAD: Allmänna regler för dimensionering av geokonstruktioner

NS-ENV 1997-1 NAD: Geoteknisk prosjektering - Del 1: Generelle regler

Draft prEN14475 Execution of special geotechnical work reinforced fill

Draft prEN 14490 Execution of special geotechnical work Soil Nailing

Standarder for Geotekstiler

NS-EN 918 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Dynamisk gjennomhullingsprøving (konusprøving)/Geotextiles and geotextile-related products - Dynamic performation test (cone drop test)

NS-EN 963 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Prøvetaking og tilberedning av prøvelegemer/Geotextiles and geotextile-related products - Sampling and preparation of test specimens

NS-EN 964-1 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Bestemmelse av tykkelse ved angitte trykk - Del 1: Enkeltlag/Geotextiles and geotextile-related products - Determination of thickness at specified pressures - Part 1: Single layers

NS-EN 965 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Bestemmelse av masse per arealenhet/Geotextiles and geotextile-related products - Determination of mass per unit area.

SS-ENV 1897 Geotextilier och liknande produkter. Bestämning av kompressionskrypningsegenskaper 1996

NS-EN ISO 9863-2 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Bestemmelse av tykkelse ved angitte trykk - Del 2: Metode for bestemmelse av tykkelse av enkeltlag i flerlagsprodukter (ISO 9863-2:1996)/Geotextiles and geotextiles-related products - Determination of thickness at specified pressures - Part 2: Procedure for determination of thickness of single layers of multilayer products (ISO 9863-2:1996)

NS-EN ISO 10319 Geotekstiler - Strekkprøving på brede prøvelegemer (ISO 10319:1993)/Geotextiles - Wide-width tensile test (ISO 10319:1993)

NS-EN ISO 10320 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Identifisering på byggeplassen (ISO 10320:1999)/Geotextiles and geotextile-related products - Identification on site (ISO 10320:1999)

NS-EN ISO 10 321 Geotekstiler - Strekkprøving av skjøter/sømmer på brede prøvelegemer (ISO 10321:1992)/Geotextiles - Tensile test for joints/seams by wide-width method (ISO 10321:1992)

SS-ENV ISO 10722-1 Geotextilier och liknande produkter - Metod för att simulera skada vid installation - Del 1: Installation i granulära material 1998

NS-EN ISO 11058 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Bestemmelse av permeabilitet normalt på planet uten belastning (ISO 11058:1999)/Geotextiles and geotextile-related products - Determination of water permeability characteristics normal to the plane, without load (ISO 11058:1999)

NS-EN 12224 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Bestemmelse av motstand mot forvitring/Geotextiles and geotextile-related products - Determination of the resistance to weathering

NS-EN 12225 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Metode for bestemmelse av mikrobiologisk bestandighet ved prøver nedgravd i jord/Geotextiles and geotextile-

related products - Method for determining the microbiological resistance by a soil burial test

NS-EN 12226 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Generelle prøvingsmetoder for evaluering etter bestandighetsprøving/Geotextiles and geotextile-related products - General tests for evaluation following durability testing

NS-EN ISO 12236 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Statisk gjennomhullingsprøving (CBR-prøving) (ISO 12236:1996)/Geotextiles and geotextile-related products - Static puncture test (CBR- Test) (ISO 12236:1996)

SS-ENV 12447 Geotextilier och liknande produkter – Provningsförfarande för att bestämma härdighet mot hydrolys 1997

NS-EN ISO 12956 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Bestemmelse av karakteristisk åpningsstørrelse (ISO 12956:1999)/Geotextiles and geotextile-related products - Determination of the characteristic opening size (ISO 12956:1999)

NS-EN ISO 12958 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Bestemmelse av strømningskapasitet i planet (ISO 12958:1999)/Geotextiles and geotextile-related products - Determination of water flow capacity in their plane (ISO 12958:1999)

SS-ENV ISO 12960 Geotextilier och liknande produkter – Provningsförfarande för att bestämma härdighet mot Vätskor 1998

NS-EN 13249 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Krav til egenskaper ved bygging av veger og andre trafikkarealer (unntatt jernbaner og asfaltdekker)/Geotextiles and geotextile-related products - Characteristics required for use in the construction of roads and other trafficked areas (excluding railways and asphalt inclusion)

NS-EN 13250 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Krav til egenskaper ved bygging av jernbaner/Geotextiles and geotextile-related products - Characteristics required for use in the construction of railways

NS-EN 13251 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Krav til egenskaper ved grunnarbeider, fundamenter og støttekonstruksjoner/Geotextiles and geotextile-related products - Characteristics required for use in earthworks, foundations and retaining structures

NS-EN 13252 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Krav til egenskaper i dreneringssystemer/Geotextiles and geotextile-related products - Characteristics required for use in drainage systems

NS-EN 13253 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Krav til egenskaper ved erosjonsforebyggende arbeider (kystsikring, elveforbygninger)/Geotextiles and geotextile-related products - Characteristics required for use in erosion control works (coastal protection, bank revetments)

NS-EN 13254 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Krav til egenskaper ved bygging av reservoarer og dammer (innbefattet rettelsesblad AC:2003)/Geotextiles

and geotextile-related products - Characteristics required for use in the construction of reservoirs and dams (Corrigendum AC:2003 incorporated)

NS-EN 13255 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Krav til egenskaper ved bygging av kanaler (innbefattet rettelsesblad AC:2003)/Geotextiles and geotextile-related products - Characteristics required for use in the construction of canals (Corrigendum AC:2003 incorporated)

NS-EN 13256 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Krav til egenskaper ved bygging av tunneler og undergrunnskonstruksjoner (innbefattet rettelsesblad AC:2003)/Geotextiles and geotextile-related products - Characteristics required for use in the construction of tunnels and underground structures (Corrigendum AC:2003 incorporated)

NS-EN 13257 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Krav til egenskaper ved deponering av fast avfall (innbefattet rettelsesblad AC:2003)/Geotextiles and geotextile-related products - Characteristics required for use in solid waste disposals (Corrigendum AC:2003 incorporated)

NS-EN 13265 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Krav til egenskaper ved inneslutning av flytende avfall (innbefattet rettelsesblad AC:2003)/Geotextiles and geotextile-related products - Characteristics required for use in liquid waste containment projects (Corrigendum AC:2003 incorporated)

NS-EN ISO 13427 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Simulering av slitasjeskade (glideblokkprøving) (ISO 13427:1998)/Geotextiles and geotextile-related products - Abrasion damage simulation (sliding block test) (ISO 13427:1998)

NS-EN ISO 13431 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Bestemmelse av kryp og krypbrudd ved strekkbelastning (ISO 13431:1998)/Geotextiles and geotextile-related products - Determination of tensile creep and creep rupture behaviour (ISO 13431:1998)

NS-EN ISO 13437 Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Metode for innbygging og uttaking av prøver i grunnen og påfølgende laboratorieprøving (ISO 13437:1998)/Geotextiles and geotextile-related products - Method for installing and extracting samples in soil, and testing specimens in laboratory (ISO 13437:1998)

SS-ENV ISO 13438 Geotextilier och liknande produkter – Provningsförfarande för att bestämma härdighet mot Oxidation 1999

SS-EN ISO 13562 Geotextilier och liknande produkter – Bestämning av härdighet mot vattengenomsläpplighet (hydrostatisk tryckmetod) 2000

STG Teknisk rapport 102 CEN CR ISO 13434 Geotextilier och liknande produkter – Riktlinjer för beständighet 1999