



Svenska Geotekniska Föreningen
Swedish Geotechnical Society

Rapport 2:2004

Nordisk Vägledning för Armerad Jord och Jordspikning

NORDISK
innovations
CENTER



Svenska Geotekniska Föreningen
Swedish Geotechnical Society



SGF rapport 2:2004

Nordisk Vägledning
Armerad Jord och Jordspikning



SGF rapport

Svenska Geotekniska Föreningen
581 93 Linköping
I samarbete med övriga
Nordiska geotekniska föreningar och
Nordisk Industrifond

Datum

Januari 2004

Beställning

SGI
Telefon: +46-31-201804
FAX: +46-31-201909
e-post: info@swedgeo.se

ISSN

1103-7237

ISRN

SGF-R--04/2—SE

Digital version

Digital version kan laddas ner från www.sgf.net

FÖRORD

Denna Nordiska vägledning för armerad jord inklusive jordspikning, är publicerad av de nordiska geotekniska föreningarna och Nordisk industrifond.

Denna vägledning har initierats av Nordisk geosyntetgrupp (NGG), vilken också har utgjort projektets styrgrupp. Nordisk geosyntetgrupp är organiserad under de nordiska geotekniska föreningarna. Vägledningen har tagits fram av en projektgrupp och har finansierats av 29 organisationer, inkluderat företagen som är med i projektgruppen. Övriga organisationer har medverkat i referensgruppen. Den stora referensgruppen har varit värdefull för att kunna få acceptans för vägledningens innehåll.

Denna vägledning utgör endast en vägledning och allt ansvar för dimensionering åligger konstruktören. För varje enskilt objekt måste ingenjörsmässiga bedömningar göras för att se om vägledningens rekommendationer är relevanta. Vägledningen är avsedd för ingenjörer med geoteknisk erfarenhet.

Avsikten med vägledningen är bl.a. att öka förståelsen för armerad jord och göra det enklare att använda denna typ av konstruktioner. Konstruktioner med armerad jord är oftast mer ekonomiskt fördelaktiga än konventionella konstruktioner. De applikationer som finns med i vägledningen är:

- vertikala murar och slänter
- bank på lös jord
- bank på förstärkt jord
- jordspikning (schaktade slänter och naturliga slänter)

Vägledningen är uppdelad i kapitel som behandlar:

- material och provning
- dimensionering
- genomförande
- kvalitetskontroll
- upphandling

Under det gångna årtiondet har användandet av jordarmeringstekniken ökat i de nordiska länderna. I Norge har användandet av armerade murar påbörjats tidigare och är vanligare där än i de övriga nordiska länderna. I Sverige är bankpålning en vanlig jordförstärkningsmetod och under senare år har denna metod ofta använts i kombination med armering i bankfyllningen. Vissa riktlinjer finns redan i vissa av de nordiska länderna men avsikten med vägledningen är att skapa samsyn och att använda partialkoefficienter i dimensioneringen i enlighet med Eurokoderna.

Riktlinjerna i den här vägledningen som avser dimensionering av armerad jord gäller huvudsakligen användandet av geosyntetisk armering, men vissa riktlinjer ges även för styvare typer av armering.

Arbetet med Eurokods pågår fortfarande. ENV 1991-1, Basis of Design and Actions of Structures, kommer snart att vara en norm. Skillnaderna mellan den gällande ENV 1997-1, "Allmänna regler för dimensionering av geokonstruktioner" och förnormen prEN 1997-1 är avsevärda. För denna vägledning har gällande ENV valts som grund. När Eurokoden har blivit godkänd som en EN kan denna vägledning komma att behöva revideras, beroende på hur stora skillnaderna blir. Nationella anpassningsdokument (NAD) utgör komplement till ENV:erna och skiljer sig åt i de nordiska länderna. Denna vägledning berörs endast av gällande NAD i Sverige och Norge och uppgifter från dessa återges i bilaga B.

Tanken med vägledningen är att allt dimensioneringsarbete skall kunna utföras med handberäkningar. För mer komplexa objekt eller för att få en snabbare beräkningsgång, finns datorprogram att ta hjälp av på marknaden, men i denna vägledning ges dock inga rekommendationer av program. Utvärderingen av dylika program överläts åt konstruktören.

För att få bättre förståelse för konsekvenserna av att använda partialkoefficienter, skulle det vara meningsfullt att göra konsekvensanalyser. Den här vägledningen omfattar emellertid inte denna typ av analyser.

Denna vägledning skrevs ursprungligen på engelska för att möjliggöra erfarenhetsåterföring från länder utanför Norden. Vägledningen har översatts till, norska och svenska under 2003, alla bildtexter har dock inte översatts utan istället hänvisas till ordlistan i introduktionskapitlet. Publicering görs av de geotekniska föreningarna i Danmark, Finland, Norge och Sverige i samarbete med Nordisk Industrifond.

Projektorganisationen presenteras nedan:

PROJEKTETS STYRGRUPP (NGG EXKLUSIVE MEDLEMMAR I PROJEKTGRUPPEN)

Ingrid Södergren, Banverket, Sverige, styrelsemedlem

Torbjörn Eng, Engtex AB, Sverige

Per Kristian Hoel, Nordisk Kartro AS/Viacon, Norge

Lovisa Moritz, Vägverket, Sverige

Oddur Sigurdsson, VSO Consulting, Island

Alexander Smekal, Banverket, Sverige

Erik Ramberg Steen, Fibertex A/S, Danmark

PROJEKTGRUPP

Yvonne Rogbeck, Statens geotekniska institut, Sverige, Projektledare

Claes Alén, Statens geotekniska institut, Sverige

Gunilla Franzén, Ramböll, Sverige

Anders Kjeld, Byggros, Danmark

Karin Odén, Statens geotekniska institut, Sverige

Hans Rathmayer, VTT Technical Research Centre of Finland, Finland

Arnstein Watn, Sintef, Norge

Even Øiseth, Sintef, Norge

REFERENSGRUPP

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, Ramboll

Penti Salo, Finska vägverket

Marcus Sjöholm, Oy ViaPipe Ab /Gävle Vägtrummor AB

NORGE

Roald Aabøe, Vegdirektoratet

Hans Bugge, Teletextiles

Hasse Ekegren, Nordisk industrifond

Steinar Herrmann, Norges geotekniska institut

Terje Rykhus, SR/BR avd GeoPro
Jan Vaslestad, VIACON

SVERIGE

Torbjörn Allenius/Markus Kappling, Golder Associates AB
Bo Berggren/Torbjörn Edstam, J&W/WSP Samhällsbyggnad
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
Tord Sjödahl/Ulf Alenius, Tyréns

TYSKLAND

Hartmut Hangen, Huesker

ITALY

Marco Vicari, Macca Ferri S.P.A.

Innehåll

FÖRORD	I
INTRODUKTION	1
1.1 Syfte	1
1.2 Introduktion av metoderna	3
1.2.1 Armerade branta slänter och vertikala murar	3
1.2.2 Bank på lös undergrund	4
1.2.3 Bank på förstärkt jord.....	5
1.2.4 Jordspikning	5
1.3 Beteckningar och symboler	7
1.3.1 Definitioner	7
1.3.2 Rekommenderade enheter för geotekniska beräkningar.....	12
1.3.3 Symboler	12
MATERIAL OCH MATERIALPROVNING	17
2.1 jordarmering	17
2.1.1 Armeringsprodukter	18
2.1.2 Fyllningsmaterial.....	25
2.1.3 Dränering.....	29
2.1.4 Fasad	29
2.1.5 Materialprovning	32
2.2 JORDSPIKNING	33
2.2.1 Huvudbeståndsdelar	33
2.2.2 Armering.....	33
2.2.3 Jord.....	35
2.2.4 Samverkan mellan jord och spik.....	37
2.2.5 Dränering.....	40
2.2.6 System för korrosionsskydd	41
2.2.7 Fasad	42
DIMENSIONERINGSPRINCIP	45
3.1 Introduktion	45
3.2 Dimensionering i gränstillstånd	46
3.3 PartialkoefficientER	47
3.4 Tillämpning av partialkoefficienter	49
3.5 Armerad slänt/slänt med jordspikar	49
3.5.1 Traditionell säkerhetsfaktor	49
3.5.2 Partialkoefficientmetoden	50
3.5.3 Tillämpning av partialkoefficientmetoden i stabilitetsberäkningar	52
3.6 Dimensioneringskrav	53
3.6.1 Teknisk livslängd	53
3.6.2 Säkerhetsklass	54
3.6.3 Geoteknisk klass.....	54
3.6.4 Dimensioneringsmetod	54
3.6.5 Belastningar.....	55
3.6.6 Dimensionerande värden för laster.....	56
3.6.7 Lastkombinationer.....	57
3.7 Geometriska egenskaper	58
3.8 Materialegenskaper	58
3.8.1 Karakteristiska värden.....	58
3.8.2 Dimensionerande värden	59

ARMERADE BRANTA SLÄNTER OCH MURAR	63
4.1 Inledning	63
4.1.1 Armeringens funktion	64
4.2 Särskild information som krävs för dimensioneringen	65
4.2.1 Geometri och grundförhållanden	65
4.3 dimensionering i brottgränstillstånd	66
4.3.1 Brottmekanismer	66
4.3.2 Dimensionerande värden och dimensionerande laster	67
4.3.3 Dimensionering steg för steg	70
4.4 Dimensionering i bruksgränstillstånd	76
4.4.1 Sättningar och deformationer	76
4.5 dränering	77
4.6 Fasader	79
4.7 Beständighet	80
4.8 Utförande, kvalitetskontroll och upphandling	80
BANKAR PÅ LÖS UNDERGRUND	81
5.1 Inledning	81
5.1.1 Armeringens funktion	81
5.1.2 Beräkningsprinciper	82
5.2 Särskild information som krävs för dimensioneringen	82
5.2.1 Teknisk livslängd	82
5.2.2 Geometri och grundförhållanden	83
5.3 Dimensionering i brottgräns	83
5.3.1 Brottmekanismer	83
5.3.2 Dimensionerande värden och dimensionerande laster	84
5.3.3 Stegvis dimensionering	84
5.4 Dimensionering i bruksgräns	92
5.4.1 Sättningar i undergrunden	93
5.4.2 Töjning i armeringen	93
5.5 Beständighet	94
5.6 Utförande, kvalitetskontroll och upphandling	94
BANK PÅ FÖRSTÄRKT JORD (ARMERAD BANKPÅLNING)	95
6.1 Inledning	95
6.1.1 Armeringens funktion	95
6.1.2 Armerad bankpålning	96
6.1.3 Beräkningsprinciper	96
6.2 Särskild information som krävs för dimensionering	97
6.3 Dimensionering i brottgränstillstånd	97
6.3.1 Brottmekanismer	97
6.3.2 Dimensionerande värden och dimensionerande laster	98
6.3.3 Partialkoefficienter	99
6.3.4 Modellens begränsningar	99
6.3.5 Stegvis dimensionering	100
6.4 Dimensionering i Bruksgränstillståndet	106
6.5 Beständighet	106
6.6 Utförande, kvalitetskontroll och upphandling	106
JORDSPIKNING	109
7.1 Schaktad slänt med jordspikar	109
7.1.1 Särskild information som krävs för dimensioneringen	109
7.1.2 Dimensionering i brottgränstillståndet	111
7.1.3 Dimensionering i bruksgränstillståndet	118

7.1.4	Dränering.....	120
7.1.5	Fasad	120
7.1.6	Beständighet.....	121
7.2	Naturliga slänter	125
7.2.1	Specifik information som krävs för dimensioneringen	126
7.2.2	Dimensionering i brottgränstillståndet.....	126
7.2.3	Dimensionering i bruksgränstillståndet	127
7.2.4	Dränering.....	127
7.2.5	Fasad	128
7.2.6	Beständighet.....	128
	UTFÖRANDE	129
8.1	Armerad Fyllning.....	129
8.1.1	Val av material.....	130
8.1.2	Armeringsmaterial.....	130
8.1.3	Material för fasader och infästningar	131
8.1.4	Platsförhållande och geotekniska undersökningar	131
8.1.5	Grundläggning.....	132
8.1.6	Dränering.....	132
8.1.7	Fasader	132
8.1.8	Val, utläggning och tillverkning av fyllningsmaterial	133
8.1.9	Installation av armering och infästningar.....	133
8.2	Jordspikning.....	134
8.2.1	Förberedande arbete	135
8.2.2	Schakt och preparering av släntens yta.....	135
8.2.3	Spikinstallation.....	136
8.2.4	Dräneringsinstallation	138
8.2.5	Fasadinstallation.....	140
	KVALITETSKONTROLL – KONTROLL, PROVNING OCH UPPFÖLJNING	141
9.1	Kontroll	142
9.1.1	Armerad jord.....	142
9.1.2	Jordspikning	142
9.2	Provning	143
9.2.1	Armerad jord.....	143
9.2.2	Jordspikning	144
9.3	Uppföljning	149
9.3.1	Allmänt – Armerad jord och Jordspikning	149
9.3.2	Armerad jord.....	151
9.3.3	Jordspikning	151
	UPPHANDLING	153
10.1	Syfte	153
10.1.1	Utförandeentreprenad / Generalentreprenad.....	153
10.1.2	Totalentreprenad	154
10.2	Förfrågningsunderlagets innehåll.....	154
10.2.1	Information som behöver beaktas	154
10.2.2	Förfrågningsunderlag för utförandeentreprenad/generalentreprenad	155
10.2.3	Förfrågningsunderlag för totalentreprenad.....	155
10.3	Ansvar för aktiviteter	162
10.4	Definition av rapporteringsprocedur	165
	REFERENSER	167

Bilagor

MATERIALEGENSKAPER	1
A.1 Armerad jord	1
A.1.1 Allmänt	1
A.1.2 Mekaniska korttidsegenskaper för geosyntetisk armering	1
A.2 Jordspikning	6
DIMENSIONERINGSPRINCIPER	9
B.1 Kalibrering av partialkoefficienter	9
B.2 Partialkoefficienter från NAD och nationella standarder	11
B.2.1 Partialkoefficienter för laster	11
B.2.2 Lastkombinationer.....	12
B.2.3 Partialkoefficienter för geotekniska parametrar.....	12
ARMERAD BRANT MUR	13
C.1 Exempel	13
C.2 Potentiella glidytor – Spänningskvot mot djup	17
BANK PÅ LÖS UNDERGRUND	19
D.1 Exempel	19
D.1.1 Brottgränstillstånd:	19
D.1.2 Bruksgränstillstånd.....	24
ARMERING ÖVER BANKPÅLNING	25
E.1 Exempel	25
E.1.1 Brottgränstillstånd, ingångsvärden:.....	25
JORDSPIKNING	33
F.1 Exempel – Dimensionering av jordspikning för branta slänter och schakter	33
F.1.1 Bakgrund	33
F.1.2 Preliminär utformning.....	34
F.1.3 Stabilitetsanalys.....	35
F.1.4 Verifiering av valt jordspikssystem.....	38
F.1.5 Totalstabilitetsanalys.....	43
F.1.6 Stabilitetsanalys av varje schaktsteg	43
F.1.7 Fasad	45
F.1.8 Dränering.....	45
F.1.9 Bruksgränstillstånd.....	46
F.1.10 Referens.....	46
F.2 Exempel – Dimensionering av jordspikning för en naturlig slänt	46
F.2.1 Bakgrund	47
F.2.2 Preliminär utformning.....	47
F.2.3 Stabilitetsanalys.....	48
F.2.4 Verifiering av valt jordspikssystem.....	51
F.2.5 Totalstabilitetsanalys.....	56
F.2.6 Stabilitetsanalys för utförandet	56
F.2.7 Fasad	56
F.2.8 Dränering.....	57
F.2.9 Bruksgränstillstånd.....	57
F.2.10 Referens.....	57

Kapitel 1

Introduktion

1.1 SYFTE

Denna Nordiska vägledning för armerad jord inklusive jordspikning, utgör riktlinjer med rekommendationer för olika tillämpningar. Vägledningen baseras på dimensionering i gränstillstånd med användande av partialsäkerhetsfaktorer. Grunden för dimensioneringen utgörs av gällande Eurokods, ENV 1991-1 "Basis of Design and Actions of Structures" och ENV 1997-1 "Allmänna regler för dimensionering av geokonstruktioner".

I länder med avvikande åsikter än vad som anges i ENV:erna, utformas nationella anpassningsdokument (NAD) som ett komplement till ovan nämnda förstandarder. Vad beträffar denna vägledning, finns för Sverige och Norge, NAD med andra instruktioner för de olika konstruktionstyperna, se bilaga B.

Tillämpningarna i vägledningen, illustrerade i Figur 1.1, utgörs av:

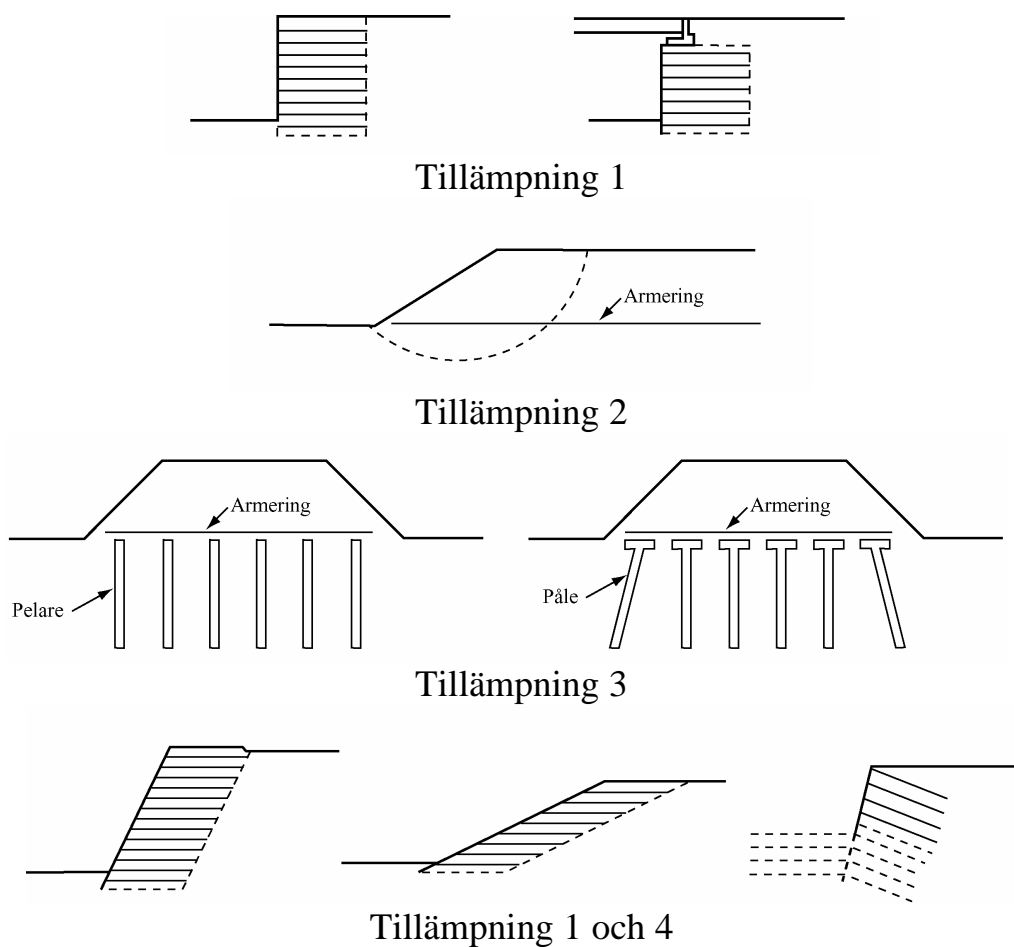
1. vertikala murar och slänter
2. bankar på lös jord
3. bankar på förstärkt jord
4. jordspikning (schaktade slänter och naturliga slänter)

Vägledningen behandlar material och provning, dimensionering, utförande, kvalitetskontroll samt upphandling.

Kapitel 1 beskriver syfte och upplägget av vägledningen, innehåller teckenförklaring samt symboler.

Kapitel 2 ger en introduktion till de material som används i tillämpningar med armerad jord: naturlig jord/fyllning och armering. Provningsmetoder för olika material beskrivs i korthet och hänvisningar görs till olika standarder. Värden från provningsmetoder som följer standarder är att

föredra, men i kapitlet ges även tabeller som anger generella värden beroende på vilken polymertyp och fyllning som föreligger.



Figur 1.1 Tillämpningar som behandlas i vägledning

Dimensioneringsmetoder tas upp i **Kapitel 3-6**. För samtliga tillämpningar gäller följande upplägg: introduktion, armeringens funktion, specifik information som krävs för dimensioneringen, dimensionering i gränstillstånd med brottmekanismer, begränsningar hos modellen och stegvis dimensionering.

Dimensioneringsprincipen beskrivs allmänt i **Kapitel 3** och det rekommenderas att konstruktören läser detta kapitel innan dimensionering påbörjas. Kapitel 3 utgör grunden för dimensioneringen av de olika tillämpningarna. Kapitlet innehåller partialsäkerhetsfaktorer för laster och lastkombinationer såväl som för olika materialegenskaper, i enlighet med ENV 1991-1, ENV 1997-1 och olika NAD. Vidare innehåller kapitlet konverteringsfaktorer för materialegenskaper och samverkanscoefficients.

Inga konsekvensanalyser har utförts för att bestämma storleken av partialkoefficienterna, detta måste göras av myndigheterna i respektive Nordiskt land.

Kapitel 4 behandlar horisontell armering i vertikala murar samt slänter. Kapitlet omfattar stödmurar, brofästen och bullervallar.

I **Kapitel 5** tas dimensioneringsmetoden för bank på lös jord upp. **Kapitel 6** behandlar jordarmerade bankar på förstärkt jord och beskriver en metod för bankpålning samt ger vissa rekommendationer för djupstabilisering.

Dimensioneringsmetoder för jordspikning delas i **Kapitel 7** in i vertikala schaktade slänter respektive naturliga slänter.

Genomförandet delas i **Kapitel 8** in i armerad jord respektive jordspikning. Detta kapitel, liksom kvalitetskontroll i **Kapitel 9**, baseras på förstandarder för CEN-arbetet, utfört av TC 288, och benämnt arbetsutförande.

Råd inför upphandling ges i **Kapitel 10**.

En förteckning över referenser för samtliga kapitel återfinns i **Kapitel 11**.

Exempel på dimensionering för de olika tillämpningarna ges i respektive bilaga.

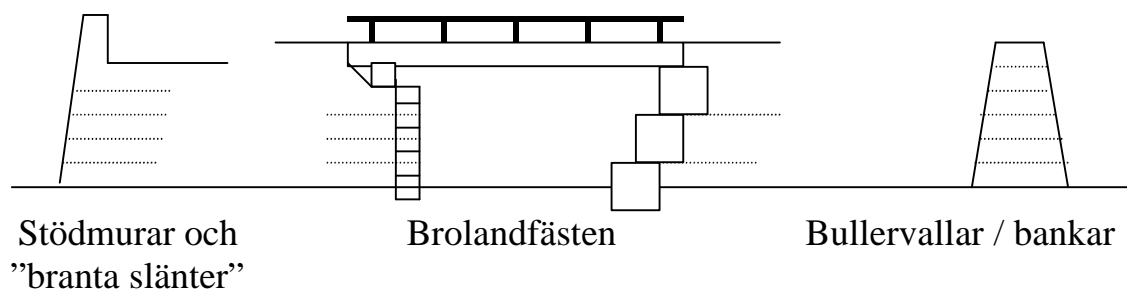
1.2 INTRODUKTION AV METODERNA

1.2.1 Armerade branta slänter och vertikala murar

1.2.1.1 Princip

Genom att lägga in horisontella lager med armering i en konstruktion är det möjligt att stabilisera och förstärka fyllningen.

Sedan tidigt åttiotal har ett antal projekt byggts där man använt sig av armerad jord.



Figur 1.2 Typiska tillämpningar av armerad jord

Murar och landfästen innebär normalt tillämpningar av armerad jord med en släntlutning av 70 – 90 grader medan "branta slänter" är flackare än 70 grader.

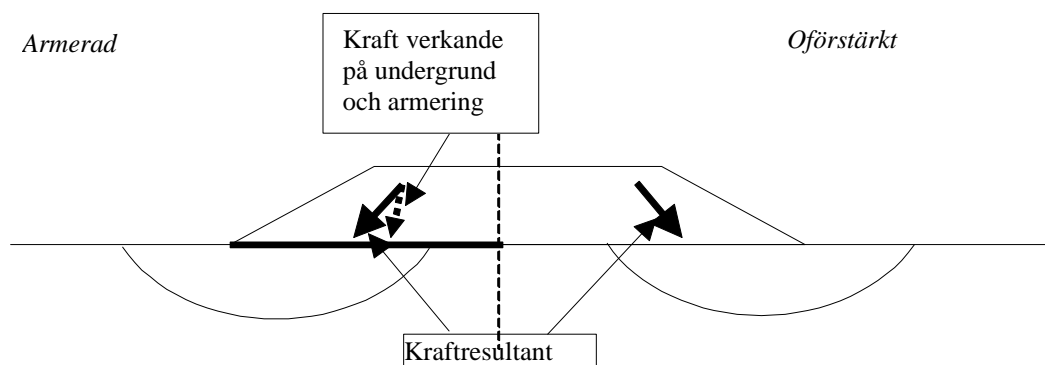
1.2.1.2 Huvudsaklig tillämpning

Armerad jord visar sig mycket ofta vara ett ekonomiskt gynnsamt sätt att bygga murar, landfästen, bankar, bullervallar, branta slänter etc.

1.2.2 Bank på lös undergrund

1.2.2.1 Princip

Armerad jord kan användas för att öka bärförmågan hos bankar på lös undergrund. Syftet hos armeringen är att motstå skjuvspänningar som alstras av banken (bankens glidning i sidled) och om möjligt även skjuvspänningar från undergrunden (uppträckning).



Figur 1.3 Armeringseffekt för bank på lös undergrund

1.2.2.2 Huvudsaklig tillämpning

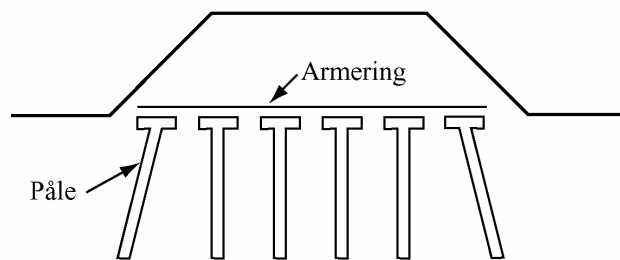
Huvudsaklig tillämpning är byggande av väg- och järnvägsbankar på lös undergrund.

1.2.3 Bank på förstärkt jord

1.2.3.1 Princip

För bankar på förstärkt jord kan armering användas i den nedre delen av bankfyllningen.

Armering ovan kalk-cementpelare kan ha två funktioner. För mjuka pelare är armeringens funktion att förhindra glidning. För styva pelare kan armeringens funktion vara både att förhindra sättningar hos banken och att förhindra glidning på samma sätt som armering ovan bankpålar.



Figur 1.4 Bank på förstärkt jord

1.2.3.2 Huvudsaklig tillämpning

Huvudsaklig tillämpning utgörs av armerad bank på bankpålar.

1.2.4 Jordspikning

1.2.4.1 Princip

Jordspikning är en teknik som ökar stabiliteten hos befintliga eller nyligen schaktade jordslänter, genom installation av relativt slanka passiva armeringsstänger i jorden. Vid en liten rörelse av släntens aktivzon utsätts armeringen för förskjutning i både axial- och sidled relativt jorden. Denna förskjutning genererar krafter i spikarna.

Dragkrafter genereras på grund av den axiella deformationen. Den maximala dragkraften som kan genereras begränsas antingen av armeringens maximala dragkraftskapacitet eller av den maximala friktionskraft i jorden som kan mobiliseras mellan spik och jord.

Förskjutningen i sidled medför i sidled verkande spänningar på armeringen och som till storlek begränsas av jordens bärförmåga. Förskjutningen i sidled kan resultera i skjuvkrafter och böjande moment, vilkas storlek är beroende av spikens styvhet och lutning.

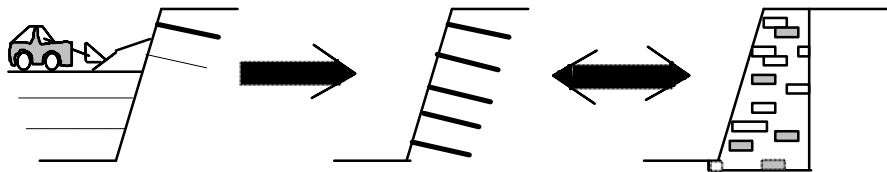
En slänt förstärkt med jordspikar kan delas in i två zoner;

Den **AKTIVA ZONEN** där friktionskrafterna utmed spikarna är riktade ut mot fasaden och därmed har tendensen att dra ut armeringen.

Den **MOTHÅLLANDE ZONEN**, där friktionskrafterna riktas in mot slänten och således motverkar att spikarna rör sig utåt, och som en följd av detta motverkas även aktivzonens utåtriktade rörelse.

Vid små rörelser i aktivzonen aktiveras armeringen i den mothållande zonen, och motverkar således rörelser av aktivzonen. Genom samverkan mellan jord och spikar skapas ett "armerat block", vilken i princip fungerar som en stödmur som stabiliserar bakomvarande oförstärkt jord, se Figur 1.5.

För att hålla kvar jorden mellan spikarna ute vid själva fronten, krävs någon form av beklädnad. Ofta används sprutbetong eller geotextil.



Figur 1.5 Princip för jordspikning

För att visualisera hur jordspikar påverkar en slänt, jämförs metoden ibland med ett träd som växer på en slänt. Trädets rötter håller kvar jorden och skapar en armerad kropp bestående av rötter och jord dvs. samverkan av jord och rötter resulterar i en stabil slänt.

1.2.4.2 Definition

Det finns ingen entydig definition av jordspikning i facklitteraturen, utan ett antal olika förslag föreligger. För att begränsa omfattningen av denna vägledning används följande definition av jordspikning, baserad på förslag från ett flertal författare.

En jordspik är ett armeringselement med liten diameter, som installeras i en slänt utan att förspännas, normalt med en installationsvinkel av 10° - 45° vinkelrätt mot den potentiella glidytan, och som därmed verkar främst under drag, med skjuv-/böjkrafter som en möjlig men försumbar sekundär effekt.

Andra definitioner inkluderar både dymlingar och styva spikar installerade mer eller mindre vinkelrätt mot glidytan och således betraktar skjuvkrafter som ett betydelsefullt bidrag till jordspikarnas armeringseffekt.

1.2.4.3 Huvudsaklig tillämpning

Metoden har två huvudsakliga tillämpningar:

- Att öka säkerheten mot brott för naturliga slänter
- Byggande av branta slänter genom stegvis schaktning och installation av jordspikar

1.3 BETECKNINGAR OCH SYMBOLER

De definitioner och symboler som används i denna vägledning har tagits från de gällande Eurokods ENV 1991-1 och 1997-1 liksom utkastet till prEN 14475 för armerad jord och prEN 14490 för jordspikning.

1.3.1 Definitioner

ALLMÄNT

BELASTNING:

1. Kraft (last) som påförs konstruktionen (direkt last).
2. En påförd eller påtvingad deformation eller en påförd acceleration (indirekt belastning), orsakad av t.ex. temperaturförändringar eller ojämna sättningar.

PERMANENT BELASTNING (G):

Last som sannolikt verkar under hela tidsförloppet för en given dimensioneringssituation och vars storleksvariation som funktion av tiden är försumbar jämfört med lastens medelvärde.

VARIABEL BELASTNING (Q):

Last som sannolikt inte verkar under hela tidsförloppet för en given dimensioneringssituation, eller vars storleksvariation som funktion av tiden varken är försumbar jämfört med lastens medelvärde eller är monoton.

REPRESENTATIVT VÄRDE FÖR EN BELASTNING:

Värde som används för verifiering av ett gränstillstånd.

KARAKTERISTISKT VÄRDE FÖR EN BELASTNING:

Det principiellt representativa värdet för en last.

DIMENSIONERANDE VÄRDE FÖR EN BELASTNING F_D :

Det värde som erhålls genom att multiplicera det representativa värdet med partialsäkerhetsfaktorn γ_F .

BYGGMATERIAL:

Material som används i byggnadsarbete, t ex betong, stål, geosynteter.

BÄRFÖRMÅGA/MOTSTÅND:

Mekanisk egenskap hos en komponent, tvärsnitt eller element hos en konstruktion, t ex böjmotstånd.

DIMENSIONERINGSKRITERIER:

Kvantitativa formuleringar som beskriver vilka kriterier som skall uppfyllas för varje gränstillstånd.

DIMENSIONERINGSFÖRUTSÄTTNINGAR:

De kombinationer av fysiska förhållanden som representerar ett visst tidsintervall, under vilket konstruktionen skall uppvisa att relevanta gränstillstånd inte överskrids.

KORTVARIGT DIMENSIONERINGSFALL:

Dimensioneringsfall som är relevant under en period som är mycket kortare än konstruktionens tekniska livslängd och som med stor sannolikhet kan inträffa.

LÅNGVARIGT DIMENSIONERINGSFALL:

Dimensioneringsfall som är relevant under en period av samma storleksordning som konstruktionens tekniska livslängd.

OLYCKSLAST:

Dimensioneringsfall som innebär exceptionella förhållanden för konstruktionen eller dess utsatthet, t ex brand, kollision eller lokalt brott.

GRÄNSTILLSTÅND:

Tillstånd, vilkas överskridande innebär att konstruktionen inte längre motsvarar kraven som ställts vid dimensioneringen.

BROTTGRÄNSTILLSTÅND:

Tillstånd sammankopplat med kollaps eller likande form av brott hos konstruktionen.

BRUKSGRÄNSTILLSTÅND:

Tillstånd som motsvarar förhållanden vilkas överskridande innebär att kraven på brukbarhet för konstruktionen eller delar av konstruktionen inte erhålls.

HÅLLFASTHET:

Mekanisk egenskap hos ett material, vanligtvis uttryckt i spänningenheter.

KARAKTERISTISKT VÄRDE FÖR EN MATERIALEGENSKAP X_K :

Det dominerande representativa värdet för en materialegenskap.

KONSTRUKTIONER:

Allt som byggs eller det som byggverksamhet resulterar i.

KONSTRUKTIONSTYP:

Indikerar vad som utgör det huvudsakliga konstruktionsmaterialet, t.ex. armerad betongkonstruktion, stålkonstruktion.

LASTFALL:

Förenliga lastkombinationer, deformationer och ofullkomligheter som betraktas samtidigt med bestämda variabla och permanenta laster för en viss verifieringssituation.

LASTEFFEKT:

Effekten av belastning på bärande delar av konstruktionen t.ex. av inre kraft, moment, spänning, töjning.

TEKNISK LIVSLÄNGD:

Den förmodade tidsperiod under vilken konstruktionen används för dess avsedda syfte med förutsett underhållsarbete, men utan att omfattande reparationsarbeten krävs.

TILLFÖRLITLIGHET:

Tillförlitlighet omfattar säkerhet, funktionalitet och hållbarhet för en konstruktion.

UNDERHÅLL:

Det totala mängden utförda aktiviteter under konstruktionens livslängd för att bevara dess funktion.

UTFÖRANDE:

Den verksamhet som skapar en byggnad eller anläggning.

ARMERAD JORD OCH JORDSPIKNING (DEFINITIONER SPECIFIKA FÖR DENNA VÄGLEDNING)

ANKARPLATTA:

En platta fastsatt på jordspikens huvud för att överföra last, från fasaden eller direkt från markytan, till jordspiken.

ARMERING ELLER ARMERINGSELEMENT:

Allmänterm för armering installerad i marken eller inplacerad i fyllning.

DRÄNERINGSSYSTEM:

En serie dräner, för kontroll av yt- och grundvatten.

FASAD:

En beklädnad av den armerade fyllningens exponerade yta. Fasader är indelade i tre grupper, beroende på deras egenskaper.

STYV FASAD:

En oeftergivlig fasad, normalt i form av prefabricerade betongsektioner, vilka strukturmässigt kan fästas ihop med armeringen. En fasad som inte kan anpassa sig till differential sättningar mellan fyllning och fasad.

FLEXIBEL FASAD:

En eftergivlig fasad som förhindrar utfall mellan spikarna och armeringslagren. Fasaden måste uppfylla kraven på statisk funktion som huvudsakligen beror på markförhållandena och placeringen av armeringen/jordspikarna. En fasad som kan anpassa sig till differential sättningar mellan fyllning och fasad.

MJUK FASAD:

En eftergivlig ytbeklädnad som kan utformas så att den omsluter fyllningen. Detta kallas ofta för omlottlagd fasad. Dyliga fasader besås ofta med frön för att etablera ett skyddande vegetationslager. En fasad som kan anpassa sig till differential sättningar mellan fyllning och fasad.

FYLLNING:

Ett naturligt eller av människan framställt medium bestående av partiklar, inklusive vissa bergmaterial, använt för att skapa en fyllning.

ARMERAD JORD:

Konstruerad fyllning som innehåller från varandra åtskiljda lager med armering, vanligtvis utlagda horisontellt, och som inplaceras mellan successivt uppbyggda fyllningslager.

SLUMPVIS ARMERAD JORD:

Konstruerad fylling som innehåller slumpvis orienterad armering i form av sammanhängande polymerfibrer eller separata element, som blandas med eller läggs i fyllningen under byggandet.

JORDARMERING:

Armering, vanligtvis i form av remsor, dukar, stavar, nät, väv eller fibrer, ofta inplacerade i från varandra skilda lager. Stabiliteten för den armerade jorden ökar genom att mobilisering sker av den axiella draghållfastheten hos jordarmeringen.

JORDSPIK:

Ett armeringselement, installerat i marken, ofta med en viss vinkel mot horisontalplanet, och som mobiliserar friktion mot omgivande jord utmed hela sin längd.

FÖRBRUKNINGSSPIK:

En jordspik som installeras på samma sätt som produktionsspikar, med syftet att fastställa utdragskapaciteten, men som inte utgör en del av den slutliga konstruktionen.

TESTSPIK/FÖRSÖKSSPIK:

En jordspik som installeras med identiskt samma metod som produktionsspikar, men vars enda syfte är att fastställa/verifiera utdragskapaciteten. Spiken kan utgöra en del av den slutliga konstruktionen.

PRODUKTIONSSPIK:

En jordspik som utgör en del av den slutliga konstruktionen med jordspikar.

JORDSPIKNINGSPROCEDUR:

Installation av jordspikar i marken, vanligen genom en av följande metoder; slagning, skjutning, hamring eller vibrering, borrar, injektering och inplacering eller simultan borrar och injektering.

JORDSPIKSSYSTEM:

Består av ett armeringselement och kan dessutom innehålla följande huvuddelar, skarv, centreringsring, distansklossar, injekteringsbruk och korrosionsskydd.

MARK:

Jord, berg och fyllning som finns på plats innan utförandet av byggnadsarbetena.

1.3.2 Rekommenderade enheter för geotekniska beräkningar

krafter	kN, MN
moment	kNm
densitet	kg/m ³ , Mg/m ³ , (t/m ³)
tunghet	kN/m ³
spänningar, tryck och hållfastheter	kN/m ² , kPa

1.3.3 Symboler

VERSALA

<i>A</i>	Olyckslast
<i>A</i>	Karakteristisk tvärsnittsarea för en jordspik
<i>B</i>	Bredd
<i>C</i>	Karakteristisk omkrets för det hål där jordspik och injekteringsbruk installeras
<i>C_u</i>	Graderingstal
<i>D</i>	Diameter
<i>E</i>	Lasteffekt, generell term
<i>F</i>	Last, Axiell eller transversell last på påle/jordspik
<i>G</i>	Permanent last
<i>H</i>	Horisontell last eller kraft
<i>H</i>	Höjd hos stödmur eller bankhöjd
<i>K</i>	Jordtryckskoefficient
<i>L</i>	Längd
<i>M</i>	Säkerhetsmarginal
<i>N</i>	Bärighetsfaktor
<i>P</i>	Resultande jordtryck
<i>Q</i>	Variabel last
<i>R</i>	Motstånd
<i>R_N</i>	Skjuvhållfasthet hos armering/jordspik
<i>R_u</i>	Porvattentryckskoefficient
<i>S</i>	Styvhet hos armering
<i>S</i>	Inbördes avstånd mellan jordspikar

T	Lasteffekt, i fallen armerad jord och jordspikning	T
	draghållfasthet	
T	Utdragskapacitet för en jordspik	
V	Vertikal last eller kraft	
V	Variationskoefficient	
W	Egenvikt	
X	Materialegenskap	

GEMENA

a	Vidhäftning (adhesion)
b	Pålplattas bredd
c	Skjuvhållfasthet
c	Centrumavstånd mellan pålplattor
c_u	Odränerad skjuvhållfasthet
c'	Kohesionsintercept uttryckt som effektiv spänning
d	Förskjutning
d	Deformation
k	Permeabilitet
n	1/n släntlutning
p	Vertikalt tryck
q	Överlast
q_s	Utdragsmotstånd hos en jordspik
r_u	Porvattentryckskoefficient
s	Sättning
u	Porvattentryck

GREKISKA BOKSTÄVER

a_i	Samverkanskoefficient
a_i	Sensitivitetsfaktor
b	Trovärdighetsindex
d	Friktionsvinkel mellan mark och konstruktion
τ	Inre friktionsvinkel
f'	Inre effektiv friktionsvinkel
g	Tunghet
γ	Partialkoefficient
g	Skjuvning
γ_A	Partialkoefficient för olyckslast
γ_f	Partialkoefficient för last
γ_F	Partialkoefficient för last, där hänsyn också tas till modellosäkerhet och geometriska osäkerheter
γ_G	Partialkoefficient för permanent last, där hänsyn också tas till modellosäkerhet och geometriska osäkerheter

γ_m	Partialkoefficient för en materialegenskap
γ_M	Partialkoefficient för en materialegenskap, där hänsyn också tas till modellosäkerhet och geometriska osäkerheter
γ_Q	Partialkoefficient för variabel last
γ_{rd}	Partialkoefficient relaterad till osäkerhet i modellen för bärförmågan och geometriska osäkerheter
γ_R	Partialkoefficient för bärförmågan, inklusive osäkerheten i modellen för bärförmågan och geometriska osäkerheter
γ_{Rd}	Partialkoefficient relaterad till osäkerheten i modellen för bärförmågan
γ_{Sd}	Partialkoefficient relaterad till osäkerheten i last och /eller i asteffektmodellen
ε	Töjning
<i>h</i>	Konverteringsfaktor
<i>m</i>	Friktionskoefficient
<i>q</i>	Omkrets
<i>s</i>	Total normalspänning
<i>s'</i>	Effektiv normalspänning
<i>t</i>	Skjuvspänning
<i>x</i>	Reduktionsfaktor
<i>x</i>	Ökning av skjuvhållfasthet per meter djup
<i>y₀</i>	Koefficient för kombinerat värde hos en variabel last
<i>y₁</i>	Koefficient för frekvent värde hos en variabel last
<i>y₂</i>	Koefficient för kvasi-permanent värde hos en variable last

INDEX

G	Permanent last
Q	Variabel last
a	Aktivt jordtryck
ax	Axiell
cr	Krypbrott
cs	Kryptöjning
d	Dimensioneringsvärde/dimensionerande värde
e	Effektiv
ext	Utpressning
h	Horisontell
k	Karakteristiskt värde
o	I vila, vilo-
o	Initialt förhållande
p	Passivt jordtryck

p	Utdrag
s	Slänt
s	Glidning
t	Drag-
t	Total
v	Vertikal
w	Vatten

FÖRKORTNINGAR

GWT	Grundvattenyta
CWT	Kapillaritet

ÖVERSÄTTNING AV BILDTEXTER

Figur 7.1 a)	Active zone = aktiv zon Resisting zone = mothållande zon Shear surface = glidyta Slope movement = släntrörelse
Figur 7.1 b)	Nail position after mobilisation = Spikläge efter mobilisering. Nail position at rest = spikläge i vila
Figur 7.2	Failure surface = glidyta Nail = spik

Kapitel 2

Material och materialprovning

Detta kapitel baseras på information från utkasterna till de Europeiska genomförande-standarderna för Reinforced Fill (prEN 14475) och Soil-Nailing (prEN 14490). Ytterligare information från andra standarder och handböcker har inarbetats i denna vägledning (t ex British standard, Clouterre, FHWA). Ett indraget stycke markerar citerad text.

2.1 JORDARMERING

Begreppet jordarmering omfattar i en vidare mening ett stort spann av konstruktionstyper, vilka har följande huvudkomponenter:

- jordarmering
- fyllningsmaterial, och om så krävs
- fasadsystem

Den förstärkande, tillverkade armering införlivas i fyllningen för att förbättra dess egenskaper, och på så vis kontrollera stabiliteten för den armerade konstruktionen.

Alla materialkomponenter skall specificeras vid dimensioneringen. Deras materialparametrar skall bestämmas enligt relevanta europeiska standarder och klara de krav som ställs av EU:s direktiv för byggnadsprodukter 89/106/EEC. Ett flertal konstruktioner med armerad jord finns tillgängliga på marknaden. Dessa saluförs i paket som innehåller dimensionering, specifikationer och de tillverkade material som krävs för uppförandet av hela konstruktionen.

2.1.1 Armeringsprodukter

2.1.1.1 Allmänt

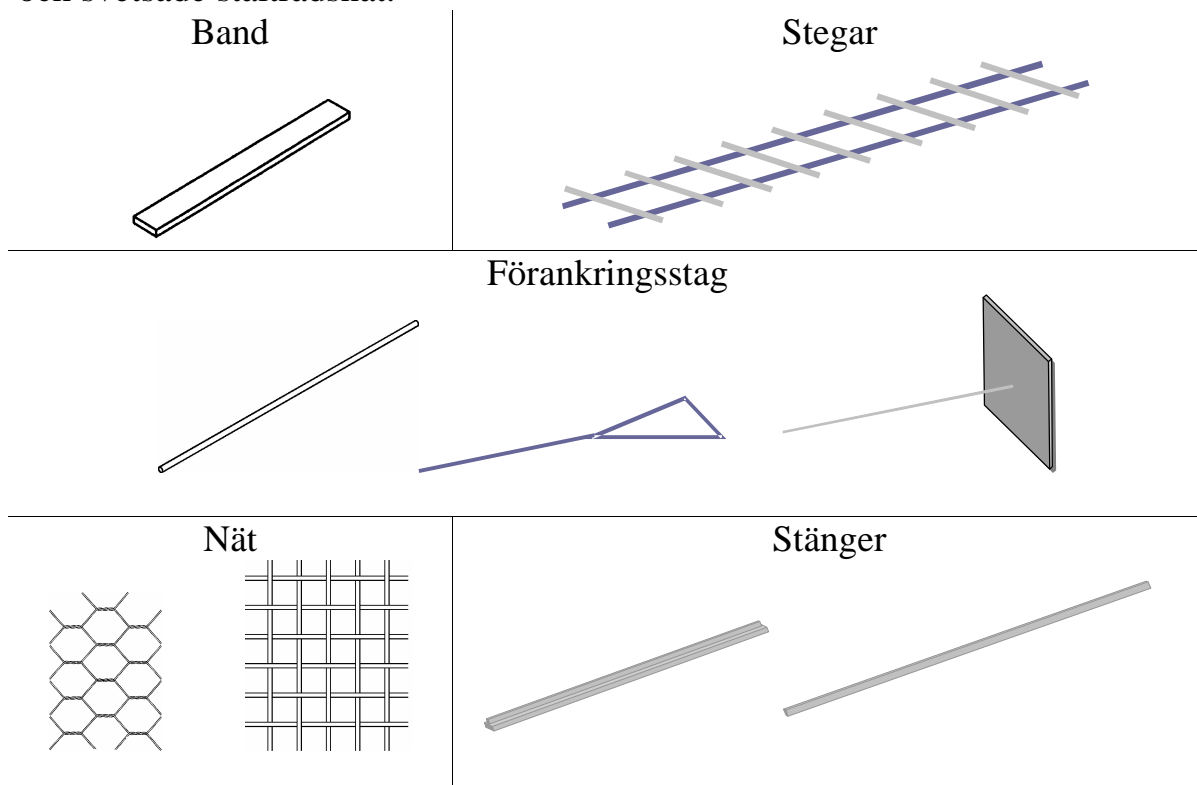
Armeringen skall ge fyllningsmaterialet draghållfasthet och är generellt tillverkade av nedanstående material eller en kombination av dessa:

- stål
- polymera material och
- glasfiber

Andra armeringsmaterial kan också användas. Armeringen ger konstruktionen dess långtidsstabilitet, varför deras lämplighet och hållbarhet måste fastställas på basis av försök, erfarenhet eller provningsdata. Det måste verifieras att armeringens specificerade egenskaper erhålls för konstruktionens hela tekniska livslängd.

2.1.1.2 Stålarmering

För stålarmering beror konstruktionens livslängd på armeringens resistens mot korrosion, vilken i sin tur beror på elementens geometriska utformning, ståltyp och typ av korrosionsskydd. De typer av stålarmering som har en vitt utspridd användning är linjära element så som stag, band, korrugerade stänger och stegar; eller plana dukar i form av galler, vävda och svetsade ståltrådsnät.



Figur 2.1 Exempel på stålarmering (från utkast prEN 14475)

Nästan alla stålarmeringselement tillverkas av motståndskraftiga ståltyper, vilket säkerställer en relativt likformig korrosion med en förutsägbar hastighet i en måttligt aggressiv miljö. Stålarmeringselement kan förses med ett skyddande täckskikt för att minska effekterna av elektrokemisk korrosion, (t.ex. varmförzinkning enligt EN ISO 1461, med ett täckskikt av minst 70 µm). Täckskikt av varmsprejad zink-aluminium kan appliceras på band av stålarmering som ska användas i uttalat aggressiva miljöer (typ: Zn85Al15/70, 70µm täckskikt enligt kraven i ISO 22063). Täckskikt av polymerer ger ett visst korrosionsskydd, men är känsligare för skador som kan uppkomma under byggskedet, vilket kan reducera deras effektivitet.

Andra metaller, såsom rostfritt stål eller aluminiumlegeringar, bör ej användas för permanenta konstruktioner med armerad jord, såvida inte deras långtidsmotstånd mot korrosion kan garanteras.

Stålkvaliteter enligt EN 10025 (varmvalsade produkter av olegerat konstruktionsstål), eller EN 10013 (varmvalsade produkter av svetsbart finkornigt konstruktionsstål – tekniska leveransvillkor (del 1 – 3)) och lämpliga för galvanisering (t.ex. S235, S275, S355, S420 eller S460) rekommenderas för armering bestående av stålband.

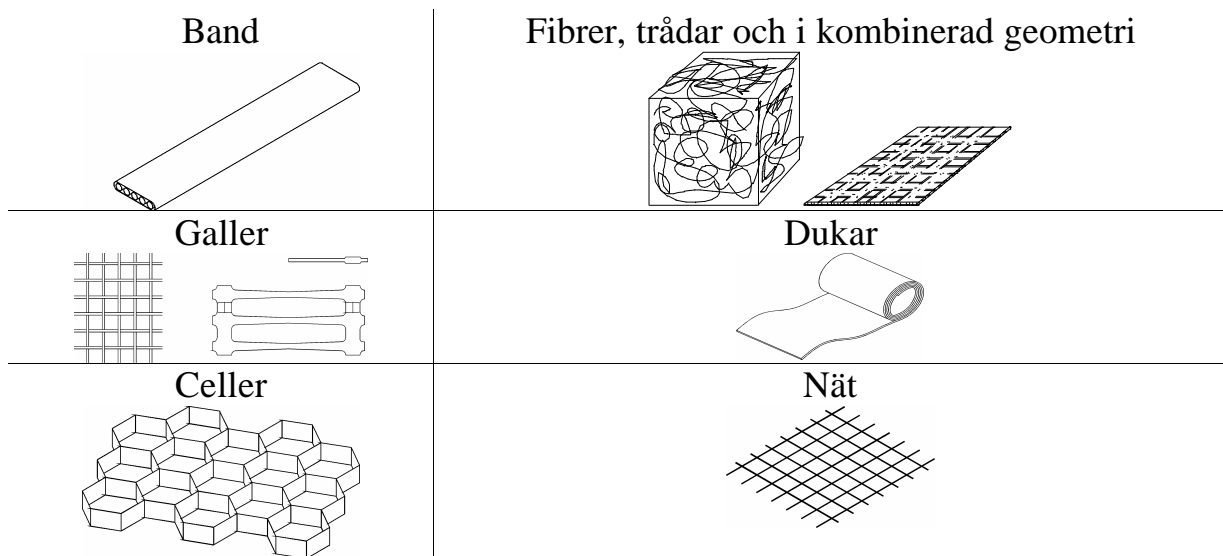
Kalldragen ståltråd enligt EN 10080 eller varmvalsat stål enligt EN 10025 och EN 10113, ihopsvetsat till den slutliga armeringsprodukten enligt EN 10080, rekommenderas för svetsat ståltrådsnät, galler eller stegar. Förankringsstag och stänger bestående av kalldragen ståltråd skall överensstämja med EN 10138; förankringsstag och stänger tillverkade av varmvalsat stål med EN 10025 och EN 10113. Muttrar och bultar som används för att skruva ihop stålarmering bör överensstämja med ISO 898 1.

För vävda ståltrådsnät tillverkade av kalldraget stål gäller EN 10218 och EN 10223/3. Varmförzinkade täckskikt för ståltråd som används i vävda nät skall följa EN 10244, och EN 10245 gäller för täckskikt av organiskt material.

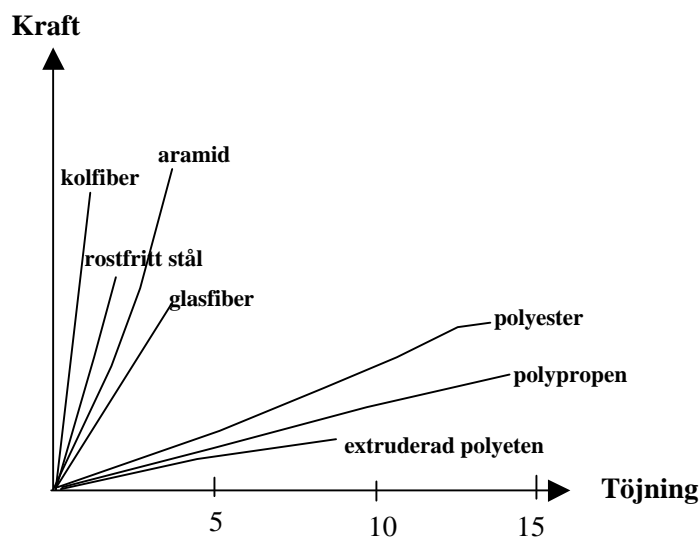
2.1.1.3 Geosyntetisk armering

De två vanligast förekommande polymererna är polyester och polyolefiner, t.ex. polyeten och polypropen. Geosyntetisk armering tillverkas i form av band (endimensionella); galler, nät och dukar (tvådimensionella) eller cell-/vaxkake-strukturer (tredimensionella), eller fibrer och trådar. Polymera band installeras med förutbestämda avstånd i vertikal- och horisontalled;

galler eller nät installeras vanligtvis över hela konstruktionens bredd, vilket endast kräver att avstånd i vertikalled anges.



Figur 2.2 Olika typer av geosyntetisk armering (från utkast prEN 14475)

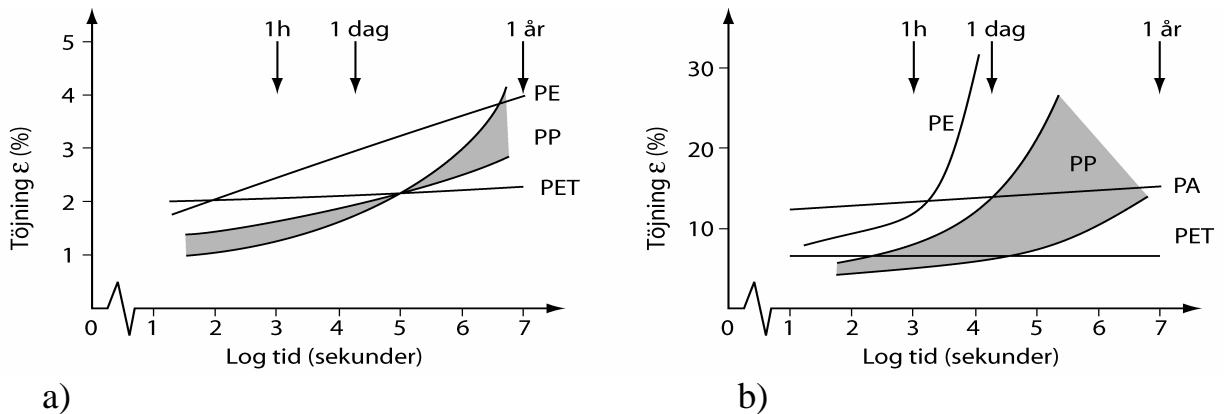


Figur 2.3 Vanliga kraft-töjningssamband för armering (Carlsson, 1987)

Hos geosyntetisk armering är materialets kraft-töjningssamband mycket viktigt att ta hänsyn till, se Figur 2.3.

Materialets krypning är viktigt såväl som den stora skillnaden i krypbeteende hos de olika polymererna, Figur 2.4. Figuren visar att polyeten, polypropen likväl som polyester kan användas vid 20 procents belastning av brottdraghållfastheten, om töjningen i armeringen är acceptabel för den aktuella konstruktionen. Egenskaperna för polyeten och polypropen ändras markant vid en belastning på 60 procent av

brottdraghållfastheten och vid dessa nivåer är de inte användbara eftersom de då skulle gå till brott. Dessa polymerer kan dock användas vid lägre belastningar eller om krypförsök för den specifika produkten har utförts för att visa vilken den maximala belastningen är för en acceptabel töjning. Det viktiga vid val av produkt är att beakta hur töjningen förändras med tiden och vilken belastning produkten kan utsättas för.



Figur 2.4 Kryp beteende för olika typer av armering (efter den Hoedt, 1986) PE-Polyeten, PP-Polypropen, PET-Polyester, PA-Polyamid. a) krypning vid 20 % belastning b) krypning vid 60 % belastning

De parametrar som måste tas fram för geosyntetisk armering är sammanställda i EN 13251, i syfte att möjliggöra CE-märkning. CE-märkningen och dess medföljande dokument ger certifierade värden (95 procents konfidensintervall) för t.ex. draghållfasthet och kraft-töjningskaraktistika. Enligt denna standard, skall certifierade värden som hör samman med den bestämda tekniska livslängden och de miljömässiga förhållandena för den armerade jordkonstruktionen, baseras på dragspännings-krypning (och krypbrott) enligt EN ISO 13431, skada orsakad vid installation enligt ISO 10722-1 och samverkan mellan fyllning och armering enligt EN ISO 12957-1.

Härdighetsspekter (biologiskt och kemiskt angrepp) skall bestämmas enligt EN 12225, EN 14030, EN 12447 och EN13438; härdighet mot väderexponering enligt ENV 12224.

BESTÄNDIGHETSKARAKTERISTIK FÖR GEOSYNTETER

Geosynteter kan användas för temporära konstruktioner eller kan behövas temporärt tills det att fyllningsmaterial eller jord som används i grundläggningen konsoliderat. Långtidsbruk av geosynteter utgör dock det huvudsakliga användningsområdet och det är därför av stor vikt att krav ställs på geosyntetens härdighet. Certifierade provningsresultat måste kunna ges för nedanstående egenskaper:

HÄRDIGHET MOT VÄDEREXPONERING (EN 12224: 2000)

Produkter som oskyddade utsätts för ljus, liksom produkter som under en tid ej täcks med jord, provas genom artificiell nedbrytning. Genom att vid förhöjd temperatur utsätta produkten för regn och UV-ljus med ett visst emissionsspektrum, påskyndas provningsförloppet. Därefter bestäms förlusten i draghållfasthet (i %) jämfört med ett referensprov.

MIKROBIOLOGISK HÄRDIGHET(EN 12225: 2000)

Svampar och bakterier som lever i marken kan angripa de polymera material som används som geosynteter. Under provningen grävs produkten ner i biologiskt aktiv jord. Därefter bestäms den kvarvarande hållfastheten.

HÄRDIGHET MOT SURA OCH ALKALISKA VÄTSKOR (GALLRINGSMETOD) (EN 14030: 2001)

Av den stora mängd kemiska angrepp som kan tänkas inträffa, har två valts ut för en påskyndad gallringsmetod. Detta för att kunna utvärdera hårdigheten mot hydrolys hos polyester och motståndet mot termisk oxidation hos polyolefiner (polyeten och polypropen). Resultaten för detta provningsförfarande ger en indikation på hur produkter uppför sig i sura och alkaliska miljöer, men det är inte lämpligt att utifrån resultaten utvärdera långtidsegenskaperna för dessa produkter.

HÄRDIGHET MOT HYDROLYS (EN 12447: 2001)

Hydrolys av polyester är den motsatta reaktionen till kristalliseringsprocessen och innebär att vattenmolekyler eller delar av dessa sammanbinds med polyestermolekylerna. Yttre hydrolys genom alkaliskt angrepp inträffar även vid låga temperaturer, inre hydrolys i neutral miljö är relevant vid höga temperaturer. Under provningen läggs produkterna i vätskor i upp till 90 dagar, varefter den kvarvarande hållfastheten samt töjningen bestäms.

HÄRDIGHET MOT TERMISK OXIDATION (ENV ISO 13438: 2002)

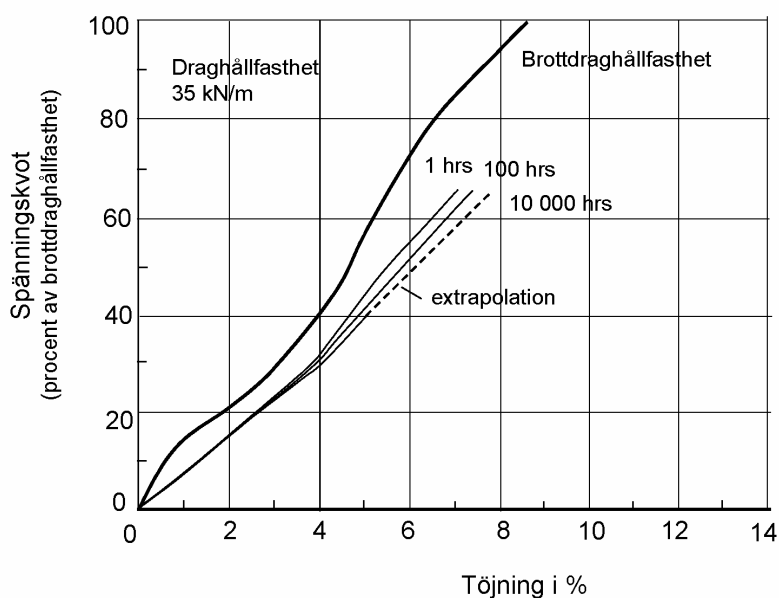
Syre kan bindas till polyeten- eller polypropylenmolekyler, vilket medför att polymererna bli skörare. Stabiliserande tillsatsmedel och minskad tillgång till syre i jorden fördröjer denna oxidation. Under provningen utsätts produkterna för påskyndad termisk oxidation, varefter den kvarvarande

hållfastheten bestäms. Den kvarvarande hållfastheten bör överstiga 50 procent av draghållfastheten för referensproverna.

2.1.1.4 Krypförsök

Krypförsök (under dragspänning) ger information om tidsberoende töjning vid konstant last. Laster för krypförsök utgörs ofta av vikter.

Krypförsök ger tiden till brott för en konstant last. Töjningsmätning är inte nödvändig för att erhålla kurvor från krypningsbrottsförsök. EN-ISO-krypningförsöken kräver 1000 timmars provning. Extrapolering av krypbrott för långtidssamband (30, 60, 120 år) kräver försök med varaktighet som överstiger 10000 timmar.



Figur 2.5 Kurvor för krypförsök, exemplifierat för en polyester

Resultaten för krypning plottas som linjär deformation mot logaritmisk tidskala och för krypbrott som linjär eller logaritmisk dragspänning mot logaritmisk tidskala. Utifrån kurvor från krypförsök för olika dragspänningar kan kryp-töjningskurvor tas fram för att kunna beräkna konstruktionens deformation för en given tid. Representativa kurvor visas i Figur 2.5. Kryp beteendet hos geosynteter beror främst på vilken polymer som använts och hur basmaterialen (garner, tejper) behandlats termomekaniskt.

2.1.1.5 Konverteringsfaktorer tillämpade på mekaniska parametrar i ett korttidsperspektiv

Tillåten dragkraft per breddenhet av armeringen beror ofta på den armerade konstruktionens typ och säkerhetskrav, vilka spänningar armeringen är

utsatt för, på arbetsutförandet och på den omgivande miljön. Av denna anledning divideras brotthållfasthetsparametrar, som bestämts utifrån korttidsprovningar, med flertalet konverteringsfaktorer, för att på så sätt ta hänsyn till potentiell krypning, installationsskador och åldrande.

Enligt resonemangen i Kapitel 3 bör nedanstående konverteringsfaktorer användas, Tabell 2.1 till Tabell 2.3. Det bör dock noteras att det alltid är att föredra om långtidsegenskaper för materialet finns tillgängliga från provningarna, vilket ger att högre värden kan användas.

Tabell 2.1 Konverteringsfaktorer för geosyntetisk armering

Konverteringsparameter – materialhänsyn	Konverterings faktor
Krypfaktor (beroende på teknisk livslängd),	η_1
Installationsskada	η_2
Biologisk- och kemisk nedbrytning	η_3

Tabell 2.2 Konverteringsfaktorer, h_1^1 , tar hänsyn till långtidsegenskaper baserade på resultat² från korttidsprovning.

Råmaterial	Konverteringsfaktor, η_1
Stål	0,8
Polyester (PETP)	0,4
Polypropylen (PP)	0,2
Polyamid (PA)	0,35
Polyetylen	0,2

Tabell 2.3 Konverteringsfaktor, h_2^1 , för skada under installation, beroende på vilket fyllningsmaterial som är i kontakt med armeringen².

	Lera /silt ³	Sand	Grus (naturligt)	Grus (kross-material)	Spräng sten
Materialfaktor: F	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
Konverteringsfaktor , $\eta_2=1/F$	0,91	0,83	0,77	0,72	0,67

¹ η_i är $1/F_i$ vid jämförelse med Vägverket rapport 1992:10, Statens Vegvesen rapport 016

² Det är att föredra att försöksresultat används istället för tabellvärdena

³ Värden för lera/silt är hämtade ur Vägverket rapport 1992:10

Erfarenheten visar att ett högre värde på materialfaktorn än ovanstående i Tabell 2.3, ibland behöver väljas. Enligt FHWA publikation NHI-00-043, varierar värdet för materialfaktorn mellan 1,2-3,0 för fyllning med maximal kornstorlek 100 mm och $d_{50} = 30$ mm. För fyllningar med maximal kornstorlek 20 mm och d_{50} mindre än 0,7 är värdet 1,1-2,0.

Materialfaktorn för biologisk och kemisk nedbrytning, F_{env} , kan enligt Vägverkets publikation 1992:10 antas vara 1,1 förutsatt att pH-värdet ligger mellan 4 och 9, vilket ger en konverteringsfaktor $\eta_3 = 0.91$.

2.1.1.6 Samverkansfaktorer för friktion mellan jord och armering

För samverkansfaktorn för friktion mellan jord och armering kan, enligt Vägverkets publikation 1992:10 och Statens Vegvesens publikation 016, nedanstående värden användas.

Tabell 2.4 Samverkansfaktorer för värden på friktionen mellan jord / armering, a , beroende på jordförhållanden

Armeringstyp	Typ av jord och fyllning ⁴				
	Lera, silt	Sand	Grus (naturligt)	Grus (krossmaterial)	Sprängsten
Nät, galler	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 Partialkoefficient för utdrag och glidning

Partialkoefficienten för utdragsmotstånd, γ_p , är 1,3 enligt British standard. British standard är emellertid baserad på totalsäkerhetsfilosofi och således kan ett lägre värde användas i detta fall, eftersom partialkoefficient inte bara används för utdrag utan även för friktionsvinkeln.

Enligt British standard är också partialkoefficienten för glidsmotstånd, γ_s , 1,3. Med samma resonemang som för partialkoefficienten för utdragsmotstånd, kan denna partialkoefficient ges ett lägre värde än 1,3.

2.1.2 Fyllningsmaterial

Valda fyllningsmaterial består vanligtvis av packningsbart material; antingen naturligt förekommande eller framställt. Konstruktioner med armerad jord möjliggör användandet av återvunnet material eller jord av lägre kvalitet. Detta kan leda till avsevärda besparingar av bygg- och transportkostnader. Helt kohesiva jordar accepteras generellt inte vid byggande av permanenta konstruktioner av armerad jord, dels *p.g.a.* liten

⁴ Fyllning med $d_{50} < 1,5$ gånger geonätets maskvidd bör användas

spänningsöverföring mellan jord och armering, dels *p.g.a.* dessa jordars tjälfarlighet.

Kraven på fyllningsmaterialets kvalitet ges av kraven som ställs på konstruktionen med armerad jord, som t.ex. bärförmåga, lasttyp och lastintensitet, tillåtna deformationer, tjälfarlighet, dräneringsringseffektivitet. Om insipprande eller infiltrerande vatten inte kan dräneras bort på annat sätt, måste materialet vara fridränerande, motstå urspolning och nedbrytning.

2.1.2.1 Fyllningens inre friktion och kohesion

De mekaniska egenskaperna hos det valda fyllningsmaterialet uttrycks vanligtvis med inre friktion och kohesion. Dessa jordparametrar skall vara representativa för de förhållanden i vilka de ska användas (t.ex. densitet, vatteninnehåll, spänningsnivå) och bestämmas utifrån det svagaste materialet. För fridränerande eller granulära fyllningsmaterial kan de relevanta parametrarna härledas från tidigare erfarenhet eller bestämmas utifrån fyllningens kornstorleksfördelning.

2.1.2.2 Samverkan mellan fyllning och armering

Armeringsmaterialen samverkar med fyllningen enligt två olika principer: friktion och inre låsning. Linjeformade element som stavar, band och korrugerade stänger, liksom dukar, verkar på basis av friktion mellan olika material. Galler, nät och bivaxstrukturer verkar dessutom genom att haka i fyllningsmaterialet och på så sätt skapa en låsning.

Parametrar som beskriver samverkan mellan fyllning och armering kan baseras på relevanta provningsmetoder, t.ex. skjuvbox eller utdragsförsök, men kan också bestämmas på basis av tidigare erfarenhet.

2.1.2.3 Lämplighet (faktorer som påverkar valet av fyllningsmaterial)

Ett fyllningsmaterials lämplighet för användning i en armeradjordkonstruktion, är avhängig av faktorer som byggbarhet, omgivande förhållanden, fyllningens lagertjocklek, fasadteknik, vegetationsskyddstäckning, dräneringsteknik, aggressivitet, spänningsöverföring mellan fyllning och armering, inre friktion och kohesion samt tjälfarlighet.

2.1.2.4 Byggbarhet

Det valda fyllningsmaterial skall vara lämpligt för de klimatiska förhållanden som råder där fyllningen skall användas. Vidare skall det vara lämpligt för packningutrustning och utförande samt för lokal erfarenhet och

praxis. Fyllningsmaterial beskrivs vanligtvis med parametrar som erhålls från labförsök, som vatteninnehåll, densitet erhållen från modifierad (eller normal) proctorpackning, tryckhållfasthet och kornstorleksfördelning.

Fyllningens byggbarhet skall vara sådan att den kan läggas ut och packas och ge de egenskaper som dimensioneringen kräver, normalt sett 95 procent av densiteten vid optimal vattenkvot erhållen från modifierad proctorpackning. Fyllningen får ej innehålla snö eller is. Tjälfarliga material skall ej utläggas under vinterförhållanden.

Om materialet är bearbetat måste alla typer av tillsatser som använts för att förbättra dess arbetbarhet, t.ex. kalk och cement, bedömas utifrån deras kompatibilitet med armeringslagren i fyllningen, kemisk beständighet och miljömässiga begränsningar.

2.1.2.5 Fasadteknik

Fasadsystem för konstruktioner med armerad jord har specifika toleranser med avseende på sättningar och murdeformationer som uppkommer p.g.a. kompaktering efter färdigställandet. För att rörelserna skall hålla sig inom toleranserna är valet av material väsentligt och att detta packas på ett adekvat sätt.

Beständighet för såväl fasad som armeringselement är viktig med tanke på den tekniska livslängd på mellan 50 och 100 år, som ofta förväntas av konstruktioner med armerad jord. Den beständighet som krävs med hänsyn till materialets uppförande vid frysning-upptining och nedvätning-torkning t.ex. hos blockfasader, kan erhållas genom att använda rätt cement och tillsatser i tillverkningsprocessen.

2.1.2.6 Täckning med vegetation

För att kunna täcka fasaden med vegetation krävs att fyllningsmaterialet nära fronten är lämpligt för växter.

2.1.2.7 Omgivning och estetik

Konstruktioner med armerad jord kan tolerera deformationer och sättningar till en viss gräns. Alltför stora deformationer eller sättningar kan inte tolereras vid exempelvis brofästen, murar som utgör stöd för infrastruktur eller byggnader, vilka har styva, flexibla eller blockfasader. Om sättningar som uppkommer efter byggandet är kritiska p.g.a. omgivningspåverkan eller av estetiska skäl, bör material som är enkla att packa och som har låg kompressibilitet väljas.

Finkorniga jordar och nedbrytningsbara fyllningsmaterial bör ej användas utan att deras hållfasthet och långtidsegenskaper först har fastställts genom laboratorieprovningar eller försök, och på så sätt godkänt bruket av dem. I de zoner av konstruktionen med armerad jord som löper risk för frostnedträngning, skall finkorninga, tjälfarliga material ej användas, såvida inte frostisolering görs.

Fridrainerande fyllningsmaterial bör användas i de fall, där översvämningar, fluktuerande grundvattennivå och undanrinnande ytvatten kan påverka konstruktionen. Den effektiva kornstorleken (D_{10}) kan användas för att uppskatta permeabiliteten hos fyllning av friktionsmaterial.

2.1.2.8 Lagertjocklek och maximal kornstorlek

En enhetlig lagertjocklek hos den opackade fyllningen bör inte överskrida 300 mm och den maximala kornstorleken bör vara mindre än 2/3 av den packade lagertjockleken. Andra faktorer som verkar begränsande på den maximala kornstorleken är risken för byggsador på armeringen samt krav på lätt packningsutrustning och tunnare lager nära fasadelementen. Lagertjocklek och maximal kornstorlek beror också på avståndet mellan armeringslagren samt på fasadelementens typ och storlek.

2.1.2.9 Fyllningens aggressivitet

Relevanta egenskaper, som visar på en potentiell aggressivitet hos fyllningsmaterialet eller hos den naturliga jorden intill zonen med armerad jord, är: pH-värde, redoxpotential, elektrisk resistivitet, saltinnehåll inklusive sulfater, sulfider och klorider. Data för den elektrokemiska, kemiska och biologiska lämpligheten hos det valda materialet är till hjälp vid valet av armering och nödvändiga skyddsåtgärder. Långtidsegenskaper kan också erhållas på basis av tidigare erfarenhet, vilket ger korrelation mellan relevanta jordegenskaper och armeringens mekaniska långtidsparametrar.

Krossat, kantigt fyllningsmaterial kan betraktas som mekaniskt aggressivt med avseende på armeringen eller fasaden. Risken för mekaniska skador hos armeringen, eller hos dess täckskikt, orsakade av det valda fyllningsmaterialet under byggandet, kan fastställas genom tidigare erfarenhet eller specifik provning på plats. För stålarmring, som har ett rostskydd av polymer, rekommenderas en maximal kornstorlek för fyllningen på t.ex. < 20 mm vid rundade korn.

2.1.2.10 *Tjälfarlighet*

Tjälfarliga material skall inte användas i de delar av konstruktionen där frostnedträngning och följande tjällyftning kan orsaka skada hos den armerade konstruktionen, t.ex. bakom fasaden och vid grundläggningsnivån. Fyllningsmaterialet kan skyddas mot tjäle med hjälp av isoleringslager.

2.1.3 **Dränering**

2.1.3.1 *Dräneringsegenskaper*

Vid användandet av geosyntetisk dränering bör dränerings- och filtrationsegenskaperna hos geosynteten vara förenliga med den valda fyllningen. Om finmaterial (silt, lera) accepteras som fyllningsmaterial i den armerade zonen, måste allt vatten som kan tänkas finnas framför, bakom eller under den armerade zonen noggrant dräneras. Det är av stor vikt att filtration och dränering hålls under strikt kontroll och att all form av ytvattensinfiltration genom fyllningen förhindras.

2.1.4 **Fasad**

2.1.4.1 *Allmänt*

Fasaden är den synbara delen av fullbordade konstruktioner med armerad jord och styr på så vis deras estetik. Den skyddar konstruktionen mot förlust av fyllningsmaterial och erosion och kan utgöra en tätning eller dräneringsväg samt möjliggöra fastsättning av armeringen. På marknaden finns en mångfald av material, ihopkopplingssystem och skarvar tillgängliga. Typen av fasad inverkar starkt på den fullbordade konstruktionens deformationsegenskaper.

Fasadsystem som omfattar olika ihopkopplingssystem, skarvar och fastsättningsanordningar, måste dimensioneras så att de kan byggas inom angivna toleranser för vertikalt och horisontellt läge samt kunna verka inom angivna deformationstoleranser utan att skadas konstruktionsmässigt under den tekniska livslängden. Systemets brukbarhet skall ha verifierats genom jämförbar erfarenhet eller provning.

Funktion och livslängd hos ett fasadsystem med vegetation beror, utöver tekniska aspekter, på klimatologiska och biologiska förhållanden på platsen för den armerade fyllningen. Växter har speciella krav på fyllningsmaterialet vid fasaden, så som fuktförhållanden och innehåll av

organiskt material. Växtrötter kan ha skadlig inverkan på den armerade jordkonstruktionen.

2.1.4.2 Prefabricerade betongelement

Prefabricerad fasadpanel av betong har vanligtvis dragarmeringssystem för fastsättande av armeringen i panelen, säkerhetsstift mot angränsande paneler och är minst 140 mm tjock. För att uppfylla kraven på toleranser och hållbarhet bör betongpanelerna följa ENV 206 och ENV 1992 samt vara fria från sprickor och defekter under samtliga byggskeden. Såväl använda material som tillverkningstoleranser är av stor vikt för de toleranser som kan uppnås under byggandet och därmed också för fasadsystemets hållbarhet.

Elementen i en blockstensmur av betong är mindre till formatet och särskilt tillverkade för användning i armerad jordkonstruktioner. Betongen som används för tillverkningen av sådana element skall följa ENV 206. Liksom fasadpanelerna bringas elementen i ordning med ett system som kopplar ihop blocken med armeringen respektive angränsande betongelement. Vanligtvis används inte murbruk eller annat bruk mellan elementen i blockstensmuren.

2.1.4.3 Stålfasader

Material för stålfasader och infästningar måste vara av sådan art att accellerande korrosion inte uppstår p.g.a. eloktrolytiska processer som skapas av kontakten mellan olika metaller.

Fasadelement tillverkade av nät eller galler av kolstål kan vara varmförzinkade med ett minsta medeltäckskikt av zink av 70 µm, om inte tillverkaren angett att ett tunnare lager av zink i kombination med ett täckskikt av polymer ger ett lika bra rostskydd i ett långt perspektiv. Fasadelement som inte har något täckskikt, skall dimensioneras för avrostning. Full rostmån skall tillämpas och kontakt med fuktig jord skall förhindras vid infästningarna. Fasad och armering bör dimensioneras så att stabiliteten hos armerad jordkonstruktionen beaktas för brand.

2.1.4.4 Geosyntetiska fasadelement

Olika typer av geosyntetisk armering kan användas som fasad: antingen omlottlagda runt lager med fyllning/jord eller genom att nyttjas som korgar för att skapa en konstruktion med armerad jord. Geosyntetiska material är känsliga för skada under installation, för ultraviolettt ljus, för vandalisim och för brand, såvida de inte skyddas med sprutbetong, betong- eller träfasader eller vegetation. Alla geosyntetiska material som används för byggande av

omlottlagda fasadelement eller gabioner, skall följa pr EN 13251. Om brandrisken är stor skall geosyntetiska fasadelement endast användas i kombination med skydd.

2.1.4.5 Normgivande referenser – sammanfattning

Fasadsystem skall följa kraven i relevanta Europeiska standarder, se Tabell 2.5

Tabell 2.5 Relevanta standarder för krav på fasadsystem (från prEN 14475)

Krav	Fasadsystem					
	Betongpanel	Blockstens-mur i segment	Svetsad stålträds-nätsfasad	Vävd stål-nätsfasad och gabion	Semi-elliptisk stålfasad	Omlottlagd fasad
Betong-kvalitet	ENV 206	ENV 206				
Stålarmering (i panel)	ENV10080/ ENV1992-1-1			EN 10223 del 3		
Dimensions toleranser	X ⁵	X ⁵				
Tryck-hållfasthet vid installation	X ⁵	X ⁵				
Ytkvalitet	X ⁵	X ⁵				X ⁵
Stålkvalitet			EN 10079/ EN10080	EN10218 del 1&2	EN10025	X ⁵
Galvani-serings-kvalitet			EN ISO1461	EN10244 del 1&2 EN10245 del 1&2	ISO1461	

⁵ Krav behöver ställas, men ingen relevant standard finns tillgänglig

2.1.5 Materialprovning

GEOSYNTETISK ARMERING

Tabell 2.6 Karakteristika som behövs för bruket av geosyntetisk armering. Provning bör utföras enligt relevanta standarder

Parameter	Förklaring	Standard
Spännings- /töjningsparametrar	Normalt baserad på produktens korttidshållfasthet	EN ISO 10319
Krypningsparametrar	Hör ihop med konstruktionens tekniska livslängd	EN ISO 13431 ⁶
Tillverkning	Hör ihop med produktion och erfarenhet av produkten	CE märkning
Mekanisk skada under byggande	Hör ihop med kornstorlek och kornform i samband med byggande	ENV ISO 10722-1 ⁷
Kemisk och biologisk hårdighet	Hör ihop med omgivande förhållanden, vilka kan påverka produktens egenskaper	EN 12224, EN 12225, EN 140030, EN 12447, ENV ISO 13438 ⁸

STÅLARMERING

Följande karakteristika erfordras vid användning av stålarmring:

- spänning/töjnings parametrar
- kemisk och biologisk hårdighet (omgivningspåverkan, som kan inverka på produkttegenskaperna)
- korrosion
- samverkansfaktor (definierad som samverkansfaktor mellan fyllning/jord och armeringen, se Tabell 2.4)

Provning utförs enligt gällande standarder.

⁶ För krypbrottsextrapolering till ett långtidsperspektiv (> 25 år) krävs provningstider som överstiger 10 000 timmar

⁷ Det finns också andra provningsmetoder som kan utföras i fält, vilka kan ge lämpliga värden för dimensionering

⁸ Provningsmetoderna beskrivs kortfattat i kapitel 9

2.2 JORDSPIKNING

2.2.1 Huvudbeståndsdelar

En konstruktion med jordspikar består av följande beståndsdelar:

- armering – jordspik
- naturlig jord
- fasad
- dränering

I de följande kapitlen diskuteras materialegenskaper och provning av huvudbeståndsdelarnas materialegenskaper.

2.2.2 Armering

2.2.2.1 Olika armeringstyper

Armeringen (jordspiken) kan delas in i två olika grupper; slagen spik och injekterad spik. Den huvudsakliga skillnaden består i installationstekniken (direktinstallerad eller borrarad) samt om injekteringsbruket inkluderas som en del av armeringen eller inte. Skillnaden i installationsteknik beskrivs i Kapitel 7.

Slagna spikar drivs direkt in i jorden och består vanligen av stålarmring, vars tvärsnitt kan vara av flera olika slag, t.ex. massiv stålstång, ihålig stång eller vinkelstål. Skarvar kan användas för en lång slagen spik.

Precis som namnet antyder består injekterade spikar av armering och injekteringsbruk. Liksom för slagna spikar kan skarvar användas för långa injekterade spikar.

2.2.2.2 Armeringselementets materialegenskaper

I denna vägledning behandlas bara materialegenskaperna för de ståldelar som används som armering. Andra material kan användas och i sådana fall skall relevanta krav tillämpas.

Beroende på vilken typ av ståldel det rör sig om skall enligt prEN 14490 kraven i nedanstående standarder uppfyllas.

- EN 10080 för massiva stålstånger
- EN 10210 eller EN 10219 för ihåliga stålstånger
- EN 10025 eller EN 10113 för varmvalsade stålprodukter
- EN 10138 för förspända stålprodukter

Om återanvända armeringselement eller produkter skall användas, måste dessa klara de krav som ställts vid dimensioneringen vad gäller typ, storlek, toleranser, kvalitet och stålqualität, samt vara fritt från skada, skadligt material och korrosion som kan påverka hållfasthet och hållbarhet. (Översättning av citat från prEN 14490).

Armeringens erforderliga materialegenskaper bör kunna garanteras under hela den tekniska livslängden och följaktligen kan kompletterande skyddssystem vara nödvändiga. Det finns ett antal olika typer av skyddssystem. Det enklaste systemet innebär tillämpning av rostmån. För svårare förhållanden kan dubbla skyddssystem användas. Enligt den kommande Europeiska utförandestandarden kan exempelvis galvaniserat, varmförzinkat täckskikt och varmsprejad aluminium-zinklegering användas och ska då överensstämma med nedanstående standarder.

- EN ISO 1461 – galvaniserat, varmförzinkat täckskikt
- EN 22063 – varmsprejad aluminium-zinklegering

Kapitel 7 ger ett förslag på hur korrosionsskydd väljs, baserat på kända jordparametrar och konsekvenserna av ett brott.

Det karakteristiska värdet för armeringens draghållfasthet bestäms enligt Europeisk standard som 2-procentsfraktilen för stålet. Enligt samma standard tillämpas partialfaktor för att bestämma den dimensionerande draghållfastheten för armeringen. Partialfaktorn $\gamma_m = 1,0 - 1,1$ kan tillämpas för stål utsatt för dragspänning. Skjuvhållfastheten bestäms på liknande vis.

Som tumregel kan följande aspekter betraktas vid valet av armeringselement:

- stål med segt brott är att föredra
- ett höghållfast stål löper större risk att korrodera och ger vanligtvis ett sprött brott
- vid injekterad spik är en profilerad eller ribbad armeringselement att föredra, eftersom detta ökar kontakten mellan ståldelen och injekteringsbruket

Vid dimensionering av armeringselementet bör följande parameterar vara kända:

- tvärsnittsarea (m^2)
- diameter (m)
- draghållfasthet, brottvärde (kPa)
- brottöjning (%)

2.2.2.3 *Materialegenskaper för skarvar*

Generellt gäller att skarvar bör uppfylla samma krav som armeringselementet. Följdaktligen bör de ha samma draghållfasthet, mekaniska egenskaper och hållbarhet. Skyddssystemen för armeringselement respektive skarv bör vara kompatibla. Ur hållbarhetsperspektiv kan skarvar utgöra en svag punkt och hänsyn måste därför tas till detta under dimensioneringen.

2.2.2.4 *Materialegenskaper för injekteringsbruk*

Enligt prEN 14490 skall injekteringsbruket överensstämma med följande standarder: prEN 445, prEN 446 och prEN 447. Nedan sammanfattas några av de viktigaste punkterna från dessa standarder.

- vct-talet i bruket bör vara lägre än 0,44
- brukets kloridinnehåll bör vara mindre än 0,1 procent av cementvikten
- brukets flödes hastighet bör vara tillräckligt för att säkerställa att hålet är fullständigt fyllt med bruk och att vatten och luft ej finns inneslutet i hålet
- bruket bör ha sådana egenskaper att separering och sedimentation av bruket undviks, d.v.s. bruk med ringa benägenhet för blödning skall användas
- inert filler (sand) kan blandas i bruket

Det är inte alltid möjligt att uppfylla alla dessa krav och i vissa fall kan användandet av bruk med andra egenskaper vara att föredra.

2.2.3 **Jord**

En av de stora skillnaderna mellan armerad jord och jordspikning består i att naturlig in situ jord används vid jordspikning. Detta medför att den befintliga jordens egenskaper måste bestämmas och att den jordspikade konstruktionen måste anpassas till de rådande förhållandena. Omfattningen av de geotekniska fältundersökningarna beror på geologins komplexitet. För en mur som har en flack yta ovanför murkrönet bör jordlagerföljden undersökas med tillräcklig omfattning inom ett område som sträcker sig från planerad fasad och inåt, med en bredd motsvarande murens höjd gånger 1,5. För en mur med slänt ovanför murkrönet skall undersökningsbredden vara 3 gånger murhöjden (Clouterre, 1991). Undersökningen bör också omfatta materialet under murens bas. Likartade rekommendationer kan ges för naturliga slänter där jordspikning används för att öka säkerheten mot stabilitetsbrott.

I Tabell 2.7 redovisas erforderlig information för jorden för olika delar av den jordspikade konstruktionen. Vissa av parametrarna måste bestämmas i fält med fältförsök, andra kan uppskattas utifrån erfarenhet.

Tabell 2.7 Erforderliga jordparametrar för dimensionering av olika delar av en jordspikad konstruktion.

Jordparameter	Bestäms genom	Huvudbeståndsdelar			
		Jordspik ⁹	Dränering	Fasad	Hållbarhet
Jordart	Materialprover	Ja	Ja	Ja	Ja
Densitet	Uppskattas m.h.a CPT eller ostörda prover	Ja		Ja	
Friktionsvinkel	Uppskattas eller skjuvboxförsök	Ja		Ja	
Portryck/grundvatten	Mätningar i fält	Ja	Ja	Ja	Ja
Kohesionsintercept	Uppskattas	Ja			
pH	Mätning				Ja
Resistivitet	Fält- eller laboratiemätning				Ja
Permeabilitet	Kornfördelningskurva		Ja		Ja
Lagringstäthet	T.ex. CPT	Ja	Ja		Ja
Klorid- eller sulfid-innehåll eller annan jon	Jordprover, kemiska analyser				Ja
Jordens förmåga att stå oförstärkt	Provgrop			Ja	

Mängden fältundersökningar bör vara tillräcklig för att kunna bestämma jordparametrarna och hur de varierar inom området. Fältundersökningarna bör utföras enligt tillämpliga Europeiska standarder samt nationell praxis.

Det har diskuterats huruvida max- eller residualvärdet hos friktionsvinkeln skall användas vid dimensionering av en konstruktion med jordspikar. Principen för jordspikning baseras på att jordspikarna aktiveras efter en liten deformation av jorden. Följaktligen har jorden utsatts för en viss rörelse när spikarna aktiveras och det är därför inte orimligt att anta att, för vissa delar av glidytan är jordens deformation större än den deformation som är kopplad till maxvärdet och ett residualvärde är mer rimligt. Det

⁹ Inklusive lokal och global stabilitet för jordspikar och jordspikningskonstruktion

rekommenderas därför att maxvärdet för friktionsvinkeln används med försiktighet vid jordspikning.

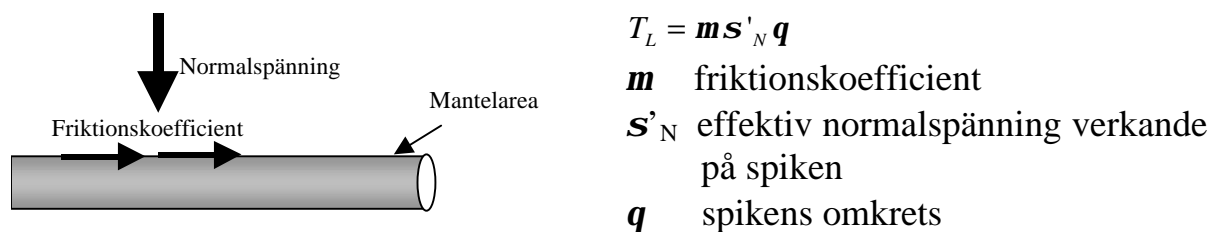
Resistiviteten beror på jordens vatteninnehåll. Därför rekommenderas att provning utförs under maximalt ogynnsamma förhållanden, d.v.s fullständigt vattenmättad jord. Vid fältförsök är det omöjligt att välja förhållanden, men hänsyn skall tas till vatteninnehållet vid utvärderingen av försöket. Det finns ett flertal olika metoder för att bestämma resistiviteten, både i laboratorium och i fält, t.ex. Wenners 4 elektrod eller CPT-sondering med resistivitetsmätning.

En av de vanligaste orsakerna till såväl svårigheter vid utförandet av jordspikning som problem med konstruktionens funktion, är grundvatten och högt portryck. Således är det av högsta vikt att bestämma de faktiska grundvattenförhållandena på platsen.

2.2.4 Samverkan mellan jord och spik

2.2.4.1 Faktorer som inverkar på utdragskapaciteten, T_L

Den totala utdragskapaciteten som kan mobiliseras utmed jordspiken beror på tre huvudparametrar: friktionskoefficient utmed spiken, normalspänning samt spikens omkrets, se Figur 2.6. Ytterligare information om hur olika faktorer påverkar utdragskapaciteten återfinns i bilaga A.



Figur 2.6 Faktorer som inverkar på utdragskapaciteten

2.2.4.2 Riktlinjer för en preliminär uppskattning av utdragsmotstånd, q_s

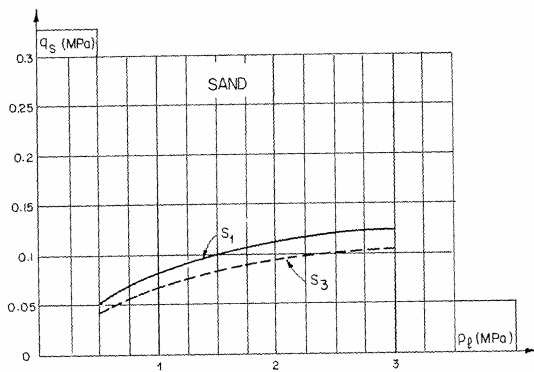
En preliminär uppskattning behöver göras för den första preliminära dimensioneringen. Den slutgiltiga dimensioneringen skall emellertid alltid fastställas genom utdragsförsök för att verifiera de uppskattade värdena som använts i dimensioneringen.

I litteraturen finns följande riktlinjer för uppskattning av utdragskapaciteten.

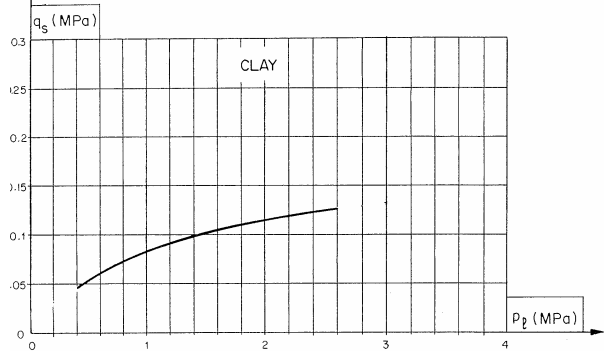
Clouterre (Schlosser m.fl., 1991)

På basis av 450 utdragsförsök har det franska nationella forskningsprojektet Clouterre upprättat diagram för utdragsmotståndet, q_s , baserade på gränstrycket vid pressometerförsök. Försöken utfördes i södra Frankrike på 87 olika platser. Jorden indelades i fem olika jordtyper och både injekterade och slagna spikar användes. Diagrammen redovisas i Figur 2.7, men vid dimensionering bör originaldiagrammen i Clouterre användas.

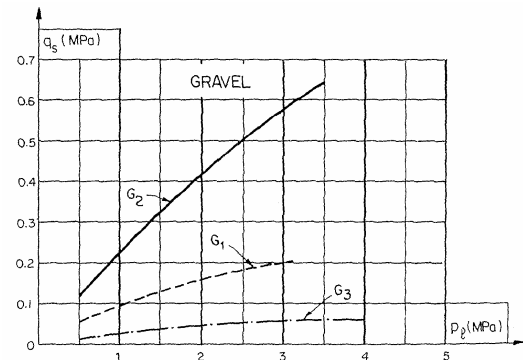
Sand ¹⁰



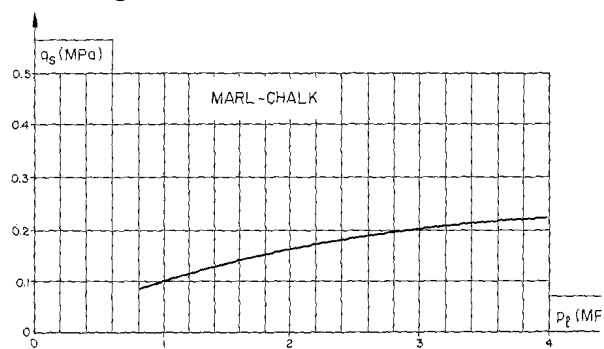
b) Lera



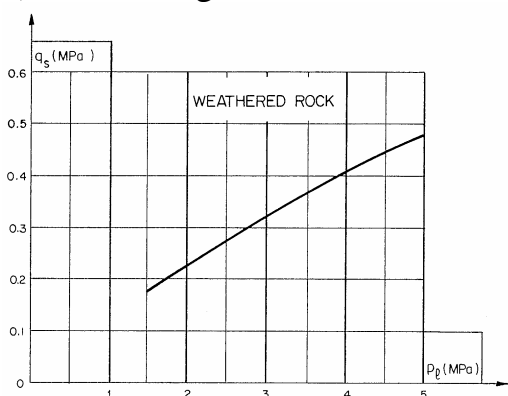
c) Grus ¹¹



d) Märgel/krita



e) Vittrat berg



Figur 2.7 Diagram för uppskattning av utdragskapaciteten, från Clouterre - (Schlosser m.fl. 1991)

¹⁰ S1 injekterad med gravitationstryck, S3 slagen

¹¹ G1 injekterad med gravitationstryck, G2 injekterad med lågt tryck, G3 slagen

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION

I Tabell 2.8 redovisas ett förslag på preliminär uppskattning av utdragskapaciteten utmed spiken beroende på installationsmetod och jordtyp, av Mitchell m.fl., 1987.

Tabell 2.8 Preliminär uppskattning av mobiliserad utdragskapacitet utmed jordspiken enligt Mitchell m.fl., 1987

Installationsmetod	Jord	Utdragskapacitet kN/m
Rotationsborr	siltig sand	30-60
	silt	18-24
Slagna foderrör	sand	80
	fast lagrad sand/grus	115
	fast lagrad morän	115 - 175
	sand	30 - 60
Jetinjekterad	lera	15 - 30
	sand	115
	sand/grus	290
Skruvborr	lera	6 - 9
	fast lera	12 - 17
	lerig silt	15 - 30
	kalkhaltig siltig lera	60 - 90
	siltig sand - fyllning	6 - 9

2.2.4.3 Verifiering av utdragskapacitet

Utdragskapaciteten bör alltid verifieras genom utdragsförsök på plats. I Kapitel 9 ges en kort beskrivning av olika försöksmetoder, försöksutrustning, försöksgenomförandet, föreslaget antal försök och tolkning av försök.

Försöken kan utföras på en förbrukningsspik, d.v.s en spik som belastas till brott och således inte kan utgöra en fungerande del av den slutgiltiga konstruktionen. En produktionsspik kan också användas; denna spik belastas upp till dess dimensionerande hållfasthet och kommer därefter att utgöra en aktiv spik i konstruktionen efter försöket.

2.2.4.4 Karakteristiska och dimensionerande värden

Utdragskapaciteten baseras på ett antal provbelastningar. Enligt utkastet till Europeisk utförandestandard för jordspikning, fås det karakteristiska värdet som ett medel- eller minimivärde av försöken, multiplicerat med en konverteringsfaktor, h som beror på antalet försök, se Tabell 2.9. Det dimensionerande värdet för utdragskapaciteten beräknas som:

$$T_d = h \frac{T_k}{g_T} \quad (2.1)$$

γ_T faktor som tar hänsyn till naturliga variationer av utdragskapaciteten på basis av jord- och spikegenskaper. I Europeisk standard lämnas inga rekommendationer för detta. Därför föreslås att följande värden tillämpas för utdragskapaciteten:

$$g_T = (g_f \text{ or } g_c) \times g_m \quad (2.2)$$

γ_m partialkoefficienten, γ_ϕ eller γ_c , för jordens hållfasthet multipliceras med en faktor som tar hänsyn till naturliga variationer hos spikens egenskaper (ytans area, normalspänning och ytans råhet). Värdet för γ_m föreslås ligga inom spannet 1,2 till 1,4, beroende på spiktyp. En slagen spik med en fix mantelarea har ett lägre värde än en injekterad spik, vars mantelarea kan förväntas variera.

h denna faktor tar hänsyn till försöksmetodens osäkerhet. Rekommenderade värden enligt utkastet till prEN 14490 ges i tabell 2.9.

Tabell 2.9 Konverteringsfaktor, h^{123} beroende på antalet försök.

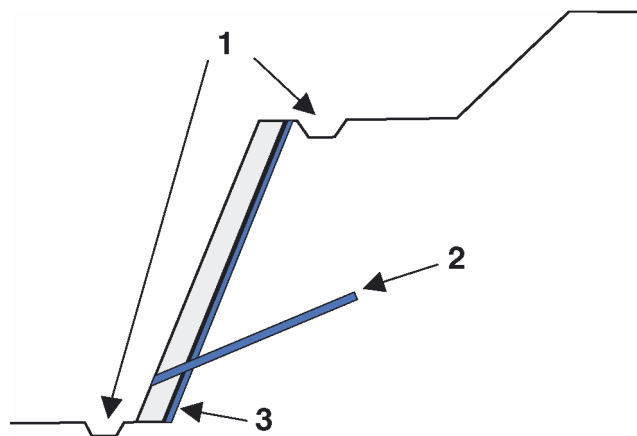
	Antal försök		
	1	2	>2
η	1	2	>2
Baserat på MEDELVÄRDET från försöken	0,67	0,74	0,77
Baserat på MINIMIVÄRDET från försöken	0,67	0,80	0,91

2.2.5 Dränering

Det finns i huvudsak tre olika dräneringssystem, se Figur 2.8:

1. Ytdränering (t.ex. dukar, kanaler, diken)
2. Fasaddränering (t.ex. geotextilfilter, dräneringshål)
3. Djupdränering (t.ex. dräneringsrör)

¹² η är lika med $1/\xi$, där ξ är enligt ENV 1991:1



Figur 2.8 Olika sorters dräneringssystem

PVC- eller metallrör kan användas som dräneringsrör och dräneringsslitsarna kan variera mellan 5 och 20 mm. Om metallrör används måste korrosionsrisken beaktas. Geotextilfilter bör dimensioneras så att den önskade dräneringskapaciteten behålls under hela den tekniska livslängden.

2.2.6 System för korrosionsskydd

Det finns ett antal olika möjliga lösningar för att erhålla en jordspik med tillfredsställande kapacitet under hela dess tekniska livslängd. Nedan beskrivs ett antal olika system enligt prEN 14490. Vilket system som skall väljas beror på markförhållanden, typ av spik och konsekvenser av brott. Detta beskrivs vidare i Kapitel 7.

2.2.6.1 Rostmån

Vid rostmån tas det i dimensioneringen hänsyn till att stålets yta minskar med tiden, istället för att försöka undvika korrosion. Beroende på vilka förhållanden som råder på platsen där jordspikarna skall installeras, kan en korrosionshastighet uppskattas och tvärsnittsarean för spiken kan ökas tillräckligt mycket. Det är svårt att förutse korrosionshastigheten korrekt och denna kan variera inom byggplatsen. Således används denna metod oftast i de fall där ett brott hos en jordspik inte medför svåra konsekvenser och vid en kortteknisk livslängd.

2.2.6.2 Täcksikt

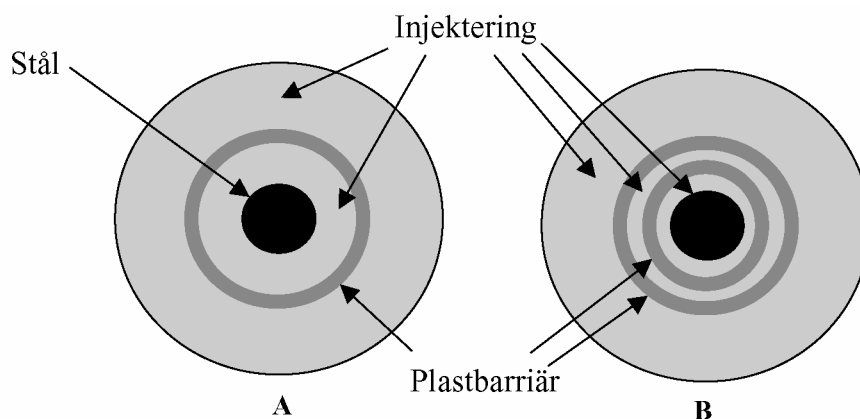
Stålet kan ges ett täcksikt av såväl zink som epoxy. Ett oskadat täcksikt innebär normalt sett att korrosion hos spiken förhindras såsom dimensioneringen förutsatt. Svårigheten är att undvika skador på täcksiktet under hantering, lagring och installation.

2.2.6.3 Injekteringsbruk

Inkapsling av stålet i bruk minskar korrosionen. Om bruket distribueras jämnt längs med spiken, med en tjocklek som motsvarar de omgivande förhållandena och om det kan garanteras att inga sprickor större än 0,1 mm kommer att uppträda, så kan bruket i sig betraktas som ett tillfredsställande korrosionsskydd. Vanligtvis brukar det emellertid uppstå sprickor och därför kombineras vanligen bruket med någon annan typ av korrosionsskydd.

2.2.6.4 Impermeabla rör

Inkapsling av stålet i ett impermeabelt rör förhindrar korrosion på ett effektivt sätt och används oftast för svårare förhållanden.



Figur 2.9 Enkelt och dubbelt korrosionsskydd för en spik, genom användande av impermeabla rör och bruk

2.2.7 Fasad

En konstruktion med jordspikar kan utföras med eller utan fasad. Murens lutning samt hur anpassning sker till det omgivande området styr valet av fasad. Nedan delas fasaderna in i fyra olika typer enligt prEN 14490.

I kapitel 2.1.4 beskrivs fasadtyper för armerad jord. Huvuddelen av informationen i det kapitlet kan också tillämpas för jordspikning.

2.2.7.1 Ingen förändring av ytan / ingen fasad

För flacka slänter där jordspikning har använts för att öka säkerheten mot stabilitetsbrott, kan det vara möjligt att försumma fasaden. I dessa fall är det emellertid viktigt att säkerställa att befintlig vegetation bevaras, så att erosion i slänten förhindras.

2.2.7.2 *Styv fasad*

För en brant slänt eller mur behövs oftast en hård fasad. Syftet med fasaden är att förhindra brott hos jorden mellan spikarna. Den hårda fasaden kan bestå av ett lager sprutbetong, stålnät kombinerat med sprutbetong, platsgjuten betong eller prefabricerade betongblock.

2.2.7.3 *Flexibel fasad*

En flexibel fasad har en statisk funktion och skall förhindra utglidning hos jorden mellan jordspikarna. Utformningen av fasaden beror på markförhållandena och utformningen av spikarna. En flexibel fasad kan användas för relativt branta slänter, men inte för murar. Vanligtvis används ett stålnät, som klarar av att överföra axial- och skjuvkrafter. Det är nödvändigt att fästa ihop den flexibla fasaden i spikhuvudet med en lämplig spikplatta för att säkerställa att lasten överförs. Det kan vara nödvändigt att förspänna spiken för att den skall kunna hålla fast den flexibla fasaden. Om inte den befintliga vegetationen är tillräcklig för att säkerställa ett effektivt erosionskydd kan, liksom hos den mjuka fasaden, ett vegetationskydd användas.

2.2.7.4 *Mjuk fasad*

En mjuk fasad utgör en annan lösning för en jordspikad flack slänt. Det viktigaste funktionen för detta mycket flexibla skydd, är erosionskontroll. En mjuk fasad är ofta besådd för att få ett skydd av växter. Klimat, markhöjd och vatten måste beaktas vid valet av fröblandning.

Ett lätt armeringsnät, kombinerat med en geosyntet är ett exempel på en tänkbar mjuk fasad. Geosynteten kan utgöras av en biologiskt nedbrytbar geotextil täckt med fröblandning. En annan lösning är geogaller, geonät eller vävda öppna strukturer. Fasaden bör fästas ihop med spikarna enligt rekommendationerna för det specifika systemet.

Kapitel 3

Dimensioneringsprincip

3.1 INTRODUKTION

EU-kommissionen (CEC) har initierat arbetet med att etablera en samling harmoniserande tekniska regler för dimensionering av bygg- och anläggningsprojekt. Dessa regler kommer i framtiden att ersätta de gällande reglerna i de olika medlemsstaterna och kallas Europakoder för konstruktioner. Vad beträffar denna vägledning, är det Eurokod 1, version ENV 1991-1, Basis of design and actions on structures och Eurokod 7, version ENV 1997-1, Allmänna regler för dimensionering av geokonstruktioner, som ger riktlinjerna för dimensionering. I varje land kan Europakoderna kompletteras med nationella anpassningsdokument, NAD, vilka tillsammans med ENV:erna styr hur dimensioneringen skall utföras i respektive land.

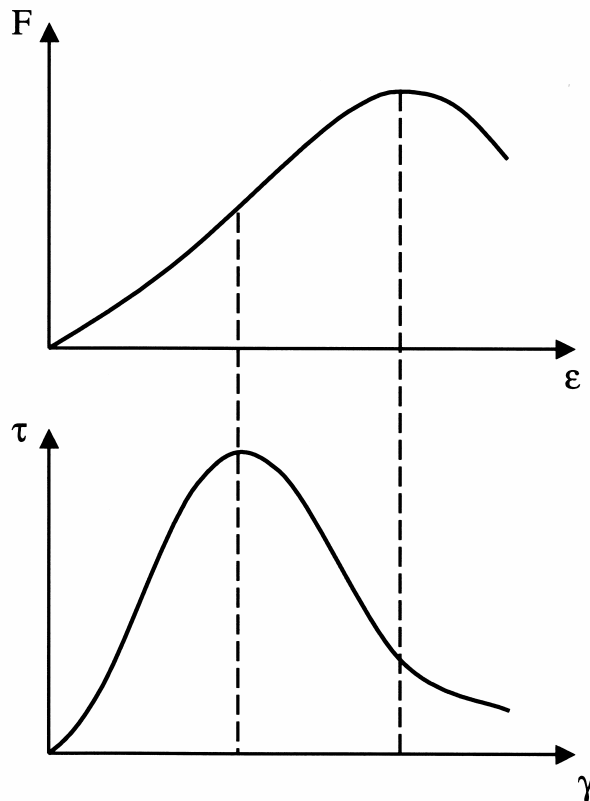
Det är frivilligt att använda ENV-versionerna av Eurokoderna eller befintliga nationella standarder. Meningen är att ENV-versionerna skall ersättas av EN-versioner av Eurokoderna och när så sker upphävs de nationella standarderna. Arbetet med EN-versionerna har kommit ett långt stycke på vägen. Från praktisk synpunkt skulle det ha varit fördelaktigt att hänvisa till den senaste versionen av respektive Eurokod. För denna vägledning har detta emellertid inte varit möjligt, eftersom det bara finns preliminära versioner, prENs, vilka inte har någon rättslig giltighet. Vidare revideras prEN:arna tämligen ofta.

En formell komplikation, som kan inträffa vid tillämpning av ENV 1997-1 för armerad jord, är definitionen av fyllning i ENV. Fyllning definieras där som en del av marken, liksom jord och berg, när den finns på plats innan utförande. Å andra sidan definieras fyllningen som en del av konstruktionen om den läggs på plats under byggandet (ENV 1997-1, 1.5.1(1)). Anledningen till denna uppdelning är inte klar, och därmed betraktas i denna vägledning fyllning som jordmaterial, oavsett om den lagts dit innan eller under utförandet av byggarbetena.

3.2 DIMENSIONERING I GRÄNSTILLSTÅND

Under de senaste årtiondena har det blivit obligatoriskt att vid dimensioneringen verifiera konstruktioner i två olika gränstillstånd: brottgränstillstånd respektive bruksgränstillstånd. Dessa två tillstånd ger olika typer av dimensioneringskriterier för bestämmande av beräkningsmodell. Verifiering av brottgränstillståndet motsvarar verifiering av en olikhet, t.ex. den bärförmågan (R) måste vara större än den lasteffekten (E), således fås kriteriet $R-E \geq 0$. Då det inte är nödvändigt att känna till exakt när likheten gäller, kan förenklade antaganden för beräkningsmodellen införas, så länge som dessa inte leder till en överskattning av den mothållande kraften eller en underskattning av den pådrivande. Analysen är så att säga på den säkra sidan. I bruksgränstillståndet är det önskvärt att beskriva det förväntade beteendet. I detta fall kommer dimensionering på den säkra sidan ofta att innebära oekonomiska lösningar. I princip betyder detta att beräkningsmodellerna som används i bruksgränstillståndet bör vara mer sofistikerade än de som används i brottgränstillståndet. Dimensionering på den osäkra sidan kommer dock normalt sett inte resultera i en katastrof. Ur praktisk synvinkel, kan således förenklade modeller ofta användas också för detta fall.

Vid användandet av teknik med armerad jord är det av särskilt intresse att olika material måste kunna fungera tillsammans. Exempelvis kan inte maximala hållfastheten för jord respektive armering kombineras utan vidare betänkande. Om något av materialen har ett sprött beteende, se Figur 3.1, kan ett sådant användande få svåra konsekvenser. I synnerhet kräver mobilisering av geosyntetisk armering en viss deformation, medan stål kan betraktas som ett styvare material. Grundprincipen bör vara att kombinera materialens hållfasthetsvärden vid kompatibla deformationsnivåer. Även om detta är berättigat ur en principiell synvinkel, är dylika beräkningsmodeller långt ifrån daglig praxis inom geotekniken. Ett förenklat sätt att behandla problemet är att införa partialkoefficienter i förenklade beräkningsmetoder, se vidare Kapitel 3.5.2 nedan.



Figur 3.1 Exempel på kompatibla deformationsnivåer. Geosyntetmaterial (översta kurvan) jämförd med en kvicklera (undre kurvan). I figuren är ϵ töjningen av geosynteten och γ skjuvningen av leran

3.3 PARTIALKOEFFICIENTER

Analyser som baseras på dimensionering i gränstillstånd, kombineras i daglig praxis ofta med ett användande av partialkoefficienter. Detta tillvägagångssätt kan betraktas som kvasi-probabilistiskt. Differensen mellan den motållande kraften och den pådrivande kraften kallas ofta säkerhetsmarginal och dimensioneringskriteriet blir således $M=R-E \geq 0$. Det motsvarande dimensioneringsvillkoret för dimensionering med global säkerhetsfaktor är $R/E \geq F$. Genom att dela in den globala säkerhetsfaktorn i en pådrivande och en motållande del, med benämnda partialkoefficienter, kan det senare dimensioneringsvillkoret skrivas om som:

$$\frac{R}{E} \geq F = g_R \cdot g_S \quad (3.1)$$

vilket åter kan omskrivas som:

$$\frac{R}{g_R} - g_S \cdot E \geq 0 \quad (3.2)$$

Således är

$$M = \frac{R}{g_R} - g_S \cdot E \geq 0 \quad (3.3)$$

det enklaste sättet att beskriva dimensioneringsvillkoret med partialkoefficientmetoden. Genom att införa mer än två partialkoefficienter, kan mer komplexa samband erhållas.

För att bestämma det dimensionerande värdet hos en variabel, det faktiska värde som skall användas som ingångsdata i dimensioneringsvillkoret, med partialkoefficientmetoden, är en process som görs i två steg. Först bestäms det typiska värdet för variabeln, som formellt benämns för karakteristiskt värde, t.ex. R_k eller S_k . Värdet kan ses som en given fraktil av variabeln när denna betraktas som en stokastisk variabel. Därefter erhålls variabelns dimensionerande värde från det karakteristiska värdet genom att multiplicera eller dividera det med en partialkoefficient. Om partialkoefficienten ≥ 1 , erhålls ett ”säkert” dimensionerande värde normalt genom att multiplicera den pådrivande variabeln alternativt genom att dividera den mothållande variabeln, d.v.s. $R_d = R_k / g_R$ respektive $E_d = g_S \cdot E_k$.

Formellt kan traditionell dimensionering med en global säkerhetsfaktor, (F), ses som en förenklad procedur där alla partialkoefficienter utom en ges värdet 1. Filosofiskt sett är de två metoderna emellertid tämligen olika. I den traditionella, deterministiska metoden representeras bärförmågan och lasteffekten av fixa och kända värden. Detta innebär att det mothållande är R och det pådrivande är E . Således medför $F > 1$ olikheten $R > E$. Genom att göra säkerhetsfaktorn tillräckligt mycket större än 1, fås en tillräckligt säker dimensionering.

I partialkoefficientmetoden innebär ett sannolikhetsbaserat synsätt att såväl R som E kan anta ett vitt spann av värden. Detta kan tolkas som att bärförmågan och lasteffekten har fasta men okända värden. Det samma gäller då också för M . De dimensionerande värdena bör representera en möjlig kombination med tillräckligt liten sannolikhet, d.v.s. det bärförmågan är $R_d = R_k / g_R$ och det lasteffekten är $E_d = g_S \cdot E_k$. Olikheten kvantifieras av partialkoefficienternas värden. Likheten $M=0$ är acceptabel i partialkoefficientmetoden, men endast tillsammans med den ovanliga kombinationen R_d och E_d , där sannolikheten för brott blir tillräckligt låg. Denna tolkning av partialkoefficientmetoden innebär att en partialkoefficients värde bör väljas på sådant vis att ett fysikaliskt omöjligt dimensionerande värde ej kan erhållas.

3.4 TILLÄMPNING AV PARTIALKOEFFICIENTER

Enligt vad som beskrivits ovan beror storleken av partialkoefficienterna på vilket dimensioneringsfall beräkningarna utförs för.

BROTTGRÄNSTILLSTÅND

Dimensionering i brottgränstillstånd kräver att sannolikheten för brott är liten. Detta måste beaktas vid valet av partialkoefficienter. Nedan ges några principer för hur partialkoefficienter kan bestämmas beroende på vilket problem som föreligger.

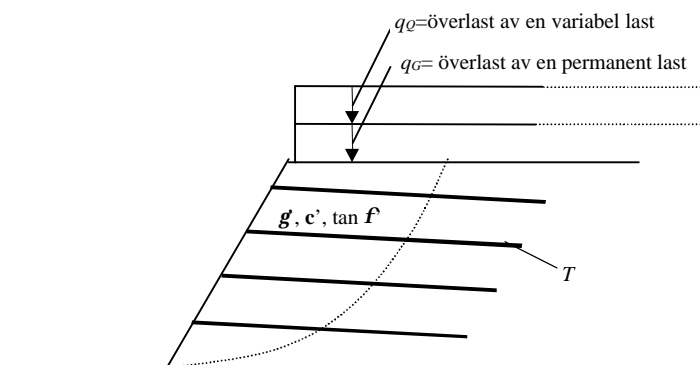
BRUKSGRÄNSTILLSTÅND

Vid dimensionering i bruksgränstillstånd brukar deformationer beaktas. Partialkoefficienter ges normalt värdet 1, $\gamma = 1,0$, d.v.s. deformationsberäkningarna baseras på de karakteristiska värdena.

I bruksgränstillstånd finns emellertid inga begränsningar för användandet av partialkoefficienter med högre värde än 1 för att åstadkomma en styvare konstruktion. Exempelvis om kunden ställer väldigt strikta deformationskrav, kan detta vara ett lämpligt alternativ.

3.5 ARMERAD SLÄNT/SLÄNT MED JORDSPIKAR

I princip föreligger ingen skillnad i användandet av partialkoefficienter vid dimensionering av en armerad slänt respektive en slänt med jordspikar, se Figur 3.2.



Figur 3.2 Armerad slänt / slänt med jordspikar

3.5.1 Traditionell säkerhetsfaktor

I traditionell dimensionering blir säkerhetsfaktorn:

$$F = \frac{c_k}{t_k} \quad (3.4)$$

med skjuvhållfastheten, c_k , längsmed glidytan:

$$c_k = c_k' + \tan(\mathbf{f}_k') + T_k \quad (3.5)$$

och skjuvspänningen, t_k , längsmed glidytan:

$$t_k = \mathbf{g}_k + q_{Gk} + q_{Qk} \quad (3.6)$$

Uttrycket "+" betyder här de kombinerade effekterna av de olika bidragen (alltså inte ren addition). Termen omfattar skjuvhållfastheten hos armering/jordspik inklusive såväl effekterna av ökad friktion i jorden som möjlig skjuvning av armering/jordspik. Därmed fås:

$$F = \frac{c_k' + \tan(\mathbf{f}_k') + T_k}{\mathbf{g}_k + q_{Gk} + q_{Qk}} \quad (3.7)$$

En alternativ formulering är att inkludera effekterna av armering/jordspik som en minskning av skjuvspänning, alltså i F :s nämnare.

$$F = \frac{c_k' + \tan \mathbf{f}_k'}{\mathbf{g}_k + q_{Gk} + q_{Qk} - T_k} \quad (3.8)$$

Det bör noteras att valet av en av de två formuleringarna har stor inverkan på den globala säkerhetsfaktorns nominella värde. En reduktion av nämnaren, som i det senare fallet, ger väldigt höga nominella värden (eller *t.o.m.* negativa värden för stor armeringsmängd). Denna omständighet kan vara en orsak till att undvika den senare formuleringen.

3.5.2 Partialkoefficientmetoden

Dimensioneringskriteriet blir säkerhetsmarginalen:

$$c_d - t_d \geq 0 \quad (3.9)$$

eller, med karaktäristiska värden och partialkoefficienter, ett av de två alternativen:

$$\frac{c_k}{\gamma_M} - \gamma_F \cdot t_k \geq 0 \quad (3.10)$$

$$\frac{1}{\mathbf{g}_{Rd}} \cdot \frac{c_k}{\mathbf{g}_m} - \mathbf{g}_{Sd} \cdot \mathbf{g}_f \cdot t_k \geq 0 \quad (3.11)$$

I det förstnämnda fallet är både modellosäkerheten och parameterosäkerheten inkluderade i partialkoefficienterna, γ_M respektive γ_F ,

medan dessa bägge osäkerheter är åtskiljda i det senare fallet, γ_{Rd} ; γ_m respektive γ_{Sd} ; γ_f . Med samma beteckningar för den globala säkerhetsfaktorn som i det förra kapitlet, kan den senare ekvationen skrivas om som:

$$\frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \left[\frac{c_k}{\gamma_c} + \frac{\tan f_k}{\gamma_f} + h \cdot \frac{T_k}{\gamma_T} \right] - \gamma_{Sd} \cdot \left[g_g \cdot g_k + g_{qG} \cdot q_{Gk} + g_{qQ} \cdot q_{Qk} \right] \geq 0 \quad (3.12)$$

PARTIALKOEFFICIENTER FÖR MATERIAL

- γ_c partialkoefficient för kohesionsintercept, typiskt värde är 1,5
 γ_ϕ partialkoefficient för jordens inre friktion, typiskt värde är 1,2
 γ_T partialkoefficient för armering av stål eller geosynteter. För stål är 1,1 ett typiskt värde, för geosyntetisk armering är 1,3 ett vanligt värde. När det gäller geosyntetisk armering tillämpas en extra konverteringsfaktor, h , (se vidare 3.8.2.2). Denna faktor kan bestå av flera faktorer $h_1 \cdot h_2 \cdot h_3$, vilka tar hänsyn till:
- installation
 - krypbeteende
 - kemisk och biologisk nedbrytning

För jordspikning är konverteringsfaktorn, h , beroende av antalet utförda fältförsök och γ_T partialkoefficient för utdragskapaciteten.

PARTIALKOEFFICIENTER FÖR LASTER

Det är inte enkelt att föreskriva typiska värden för lasternas partialkoefficienter, γ_s, γ_g respektive γ_q . De värden som ges i Eurokoderna såsom ENV 1991-1 och ENV 1997-1; 1,35 för permanenta laster och 1,5 för variabla laster, inkluderar modellosäkerhet. Åtminstone kan det första värdet, när det tillämpas på jords och vattens densitet, åstadkomma kniviga geotekniska problem (se vidare diskussionen kring fysikaliskt omöjliga dimensioneringsvärden i Kapitel 3.1; d.v.s vattnets tunghet blir $\geq 1350 \text{ kN/m}^3$).

MODELLFAKTORER

- γ_{Rd} partialkoefficient för osäkerheter i bärighetsmodellen
 γ_{Sd} partialkoefficient för osäkerheter i lastmodellen bör betraktas som valfria/frivilliga beroende på föreliggande problem, d.v.s. om modellosäkerheten måste särskiljas från andra osäkerheter.

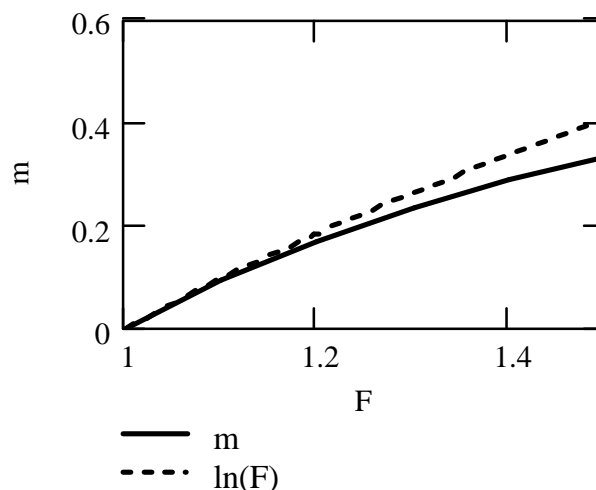
Vid dimensionering av armerad jord måste töjningskompabiliteten för olika material beaktas, men det finns inga partialkoefficienter i Eurokoderna som tar hänsyn till osäkerheter i tillämpade beräkningsmodeller avseende detta. Således kan tillämpandet av en partialkoefficient för lastmodellen vara ett lämpligt sätt att behandla dylik problematik.

3.5.3 Tillämpning av partialkoefficientmetoden i stabilitetsberäkningar

Enligt vad som sägs ovan, utgör säkerhetsmarginalkonceptet det vanliga sättet att använda partialkoefficienter på, vid dimensionering. Att använda en global säkerhetsfaktor tillsammans med partialkoefficienter skulle vara, om inte omöjligt, så i vart fall mycket förvirrande. Det finns dock en nackdel med att använda konceptet med säkerhetsmarginal i traditionella släntstabilitetsberäkningar. Säkerhetsfaktorn används för att fastställa den kritiska glidyten. Detta låter sig inte göras lika enkelt med hjälp av säkerhetsmarginalen, vilken är starkt beroende av mängden jord som är inblandad. Ett sätt att övervinna denna svårighet är att använda en dimensionslös säkerhetsmarginal, där den normala säkerhetsmarginalen normeras med bärförmåga/skjuvhållfastheten:

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

I Figur 3.3 illustreras förhållandet mellan den globala säkerhetsfaktorn och den dimensionslösa säkerhetsmarginalen. Det föreligger ett entydigt förhållande mellan den dimensionslösa säkerhetsmarginalen och säkerhetsfaktorn. Följdaktligen kan, på samma sätt som med säkerhetsfaktorn, säkerhetsmarginalen användas för att finna den kritiska glidyten. Den dimensionslösa säkerhetsmarginalen, för $R > E$, har ett värde mellan 0 – 100 procent, vilket är ett behändigt format för en säkerhetsmarginal. Om säkerhetsmarginalen ges av dimensioneringsvärdena för R och E , kommer alla värden hos säkerhetsmarginalen som är större eller lika med noll, beteckna ett säkert tillstånd. Ett praktiskt sätt att använda den dimensionslösa säkerhetsmarginalen vid användandet av befintliga programvaror för släntstabilitet, är att använda approximationen $m \approx \ln(F)$. Denna formulering har inte fördelen med att ha begränsningen 100 procent. I praktiken är detta av mindre betydelse, vilket kan ses i Figur 3.3. Notera att denna formulering inte existerar när F , beräknad enligt Ekvation 3.8, är negativ.



Figur 3.3 Förhållande mellan dimensionslös säkerhetsmarginal, m och säkerhetsfaktor, F .

För att sammanfatta vad som sagts ovan; vid användandet av partialkoefficienter i släntstabilitetsberäkningar är en dimensionslös säkerhetsmarginal att föredra. Den naturliga logaritmen av säkerhetsmarginalen, $\ln(F)$, beräknad med ingångsparametrarnas dimensionerande värden, fyller denna funktion.

3.6 DIMENSIONERINGSKRAV

3.6.1 Teknisk livslängd

Tabell 3.1 Exempel på teknisk livslängd hos olika konstruktioner, 2.4 ENV 1991-1

Klass	Erforderlig teknisk livslängd i år	Exempel
1	1-5/<2	Temporära konstruktioner: armerad jord/jordspikning
2	25	Utbytbara delar av konstruktionen
3	50	Byggnader och andra vanliga konstruktioner
4	100	Monumentala byggnader, broar och andra anläggningar

I konstruktioner som är armerade med geosynteter, är kryptöjningarna och tillåten töjning i armeringen, avgörande för dimensioneringen och den erforderliga hållfastheten hos armeringen. Hos de flesta geosynteter ökar kryptöjningarna mest under det första året efter konstruktionens färdigställande. Den största skillnaden i dimensionerande hållfasthet står alltså att finna mellan temporära konstruktioner med mindre än 6 månaders livslängd och mer ”permanenta konstruktioner”.

3.6.2 Säkerhetsklass

I Eurokod ENV 1997-1 finns bara en säkerhetsklass, men i exempelvis Sverige finns tre olika säkerhetsklasser. De olika klasserna definieras genom det sätt de tar hänsyn till fara för liv och egendom, där klass 1 definieras som liten risk och klass 3 som stor risk för liv och egendom. Säkerhetsnivån som används i Eurokods motsvarar säkerhetsklass 3 enligt SS-ENV 1991-1. De partialkoefficienter som skall användas för respektive säkerhetsklass anges i bilaga B.

3.6.3 Geoteknisk klass

Det finns tre olika geotekniska klasser enligt 2.1 (5) ENV 1997-1. Ett projekts olika dimensioneringsaspekter kan behöva hantering i olika geotekniska klasser. De tre kategorierna har ingen effekt på partialkoefficienternas värden, men kan innebära olika krav på såväl geotekniska undersökningar, 3.2 ENV 1997-1, som på bygglösning, kontroll och underhåll, sektion 4. ENV 1997-1.

GEOTEKNISK KLASS 1

Klass 1 omfattar små och relativt enkla konstruktioner.

GEOTEKNISK KLASS 2

Klass 2 omfattar konventionella typer av konstruktioner och grundläggningar utan onormalt stora risker eller exceptionellt svåra grund- eller lastförhållanden.

GEOTEKNISK KLASS 3

Klass 3 omfattar konstruktioner som inte faller in under Klass 1 eller 2. I många fall bör jordförstärkning och armerade konstruktioner klassificeras som Geoteknisk Klass 3, 5.5 (3) ENV 1997-1.

Vidare beskrivning av olika konstruktioners klasser ges i 2.1 (5) ENV 1997-1.

3.6.4 Dimensioneringsmetod

I vissa fall, i synnerhet i icke-linjär analys, bör effekten av modellosäkerheterna i beräkningarna betraktas explicit. En koefficient γ_{sd} kan hänföras till osäkerheter i lastmodellen och/eller lasteffektmodellen, 9.3.2 (2) ENV 1991-1, och en koefficient γ_{Rd} , beaktar osäkerheter i den bärighetsmodellen och hos de geometriska egenskaperna 9.3.5 (2) ENV 1991-1.

För att fastställa olika styrande förhållanden finns olika dimensioneringsfall beskrivna:

FALL A

Statisk jämvikt

FALL B

Brott hos konstruktion eller bärande delar, inklusive grundmurar, pålar, källarväggar etc., styrt av hållfastheten i bärande material.

FALL C

Markbrott

Vidare beskrivning av de olika fallen ges i kapitel 9.4.1 ENV 1991 –1. För denna vägledning är fall B och C relevanta¹³. Notera att vid användandet av fall B är partialkoefficienten för permanent last är 1,35, vilket ger orimliga resultat för geoteknisk dimensionering och därför måste användas med försiktighet.

3.6.5 Belastningar

En belastning kan enligt ENV 1991-1 vara antingen:

1. Direkt last: en kraft (last) som verkar på konstruktionen.
2. Indirekt belastning: en deformation eller acceleration orsakad av temperaturförändring, fuktvariation, ojämn sättning, jordbävning eller dylikt.

Belastningarna delas in i olika kategorier, exempelvis permanent last (G), variabel last (Q) och olyckslast (A), se Tabell 3.2.

Vissa krafter och påförda förskjutningar är laster i vissa fall, men inte i andra, 2.4.2 (2) ENV 1997-1. Lasternas värden är givna för alla beräkningar 2.4.2 (4) ENV 1997-1. Förutom ovan nämnda laster skall seismiska laster beaktas för relevanta situationer enligt EC-8.

¹³ Uppdelningen i tre olika dimensioneringsfall A-C kommer förmodligen att omarbetas avsevärt i de slutgiltiga Europanormerna (EN).

Tabell 3.2 Exempel på olika laster

Lasttyp	Symbol (kar. last)	Partial- koefficient	Exempel:
Permanent last	q_G	γ_G	Byggnader, containrar, lastpallar etc.
Variabel last	q_Q	γ_Q	Lastbilar, bilar, tåg etc.
Linje- eller punktlast Permanent, variabel	G, Q	γ_G, γ_Q	Brofästen, stående trailers, containrar etc.
Horisontallast	H	γ_H	Räcken, stötdämpare, vind etc.
Olyckslast	A	γ_A	Lastbilar, bilar etc.
Last under byggandet	G_c	γ_{Gc}	Temporär last under byggfasen, såväl nyttig last som egenvikt .

3.6.6 Dimensionerande värden för laster

Dimensionerande värden för laster ges av ekvation 3.14. Partialkoefficienterna för dimensionering i brottgränstillstånd visas i Tabell 3.3.

$$F_d = g_F \cdot F_{rep} \quad (3.14)$$

BROTTGRÄNSTILLSTÅND

Tabell 3.3 Partialkoefficienter för laster, g_F – brottgränstillstånd i långvariga- och kortvariga situationer¹⁴, enligt 2.4.2 (14)P ENV 1997-1

Fall	Laster			
	Permanent		Variabel	Olycks-
	Ogynnsam	Gynnsam	Ogynnsam	last
Fall A	[1,00]	[0,95]	[1,50]	[1,00]
Fall B	[1,35]	[1,00]	[1,50]	[1,00]
Fall C	[1,00]	[1,00]	[1,30]	[1,00]

KOMMENTAR: Vid beräkning av det dimensionerande jordtrycket i Fall B tillämpas partialkoefficienterna i Tabell 3.3 på de karakteristiska jordtrycken. I Fall C tillämpas partialkoefficienterna på jordens

¹⁴ Dessa partialkoefficienter skall användas vid konventionella konstruktioner. I de fall med onormala risker, ovanliga eller exceptionellt svåra grundläggningsförhållanden eller belastningsvillkor, så bör högre värden användas.

karakteristiska hållfasthet samt på de karakteristiska ytlasterna, se vidare i 2.4.2 (17) ENV 1997-1. Se ytterligare kommentarer i Kapitel 3.6.7.

VATTENTRYCK

För gränstillstånd med omfattande konsekvenser (generellt brottgränstillstånd), skall dimensionerande värden för vattentryck och strömningstryck representera de mest ogynnsamma värden, som kan uppträda under extrema förhållanden, 2.4.2 (10)P ENV 1997-1.

BRUKSGRÄNSTILLSTÅND

Om inget annat anges, skall partialkoefficienter med värdet 1,0 användas för laster i bruksgränstillståndet, 2.4.2 (10)P ENV 1997-1.

3.6.7 Lastkombinationer

Lasteffekternas dimensionerande värden bör bestämmas genom att kombinera värdena för de laster som kan inträffa samtidigt. I bruksgränstillstånd beror lastkombinationen som skall kontrolleras också på konsekvenser av lasteffekten t ex. permanenta skador eller tillfälliga olägenheter.

I ENV 1991-1 ges ett antal olika kombinationsregler. Grundprincipen är att kombinera permanenta laster, en dominerande variabel last och kombinerade värden för andra variabla laster. Beroende på vilket gränstillstånd som kontrolleras gäller, så som påvisas nedan, olika regler. Reglerna är grundade på olika representativa lastvärden.

Det karakteristiska värdet för en last är dess dominerande representativa värde. Det dimensionerande värdet för en permanent last är:

$\gamma_G G_k$ or G_k där det karakteristiska värdet för en last används i brottgräns-tillstånd när lasten är gynnsam, och för såväl gynnsamma som ogynnsamma laster i bruksgränstillstånd.

För variabla laster finns också reducerade värden för att användas i kombinationer. På basis av de representativa värdena, är de dimensionerande värdena för variabla laster:

$\gamma_Q Q_k$,	dimensionerande värde för en dominerande variabel last i brottgränstillstånd
$\gamma_{Q\Psi_0} Q_k$,	kombinerat värde för brottgränstillstånd
$\Psi_0 Q_k$,	kombinerat värde för permanent bruksgränstillstånd
$\Psi_1 Q_k$,	vanligt värde för tillfälligt bruksgränstillstånd

$\psi_2 Q_k$,	kvasi-permanent värde för bruksgränstillstånd för långtidseffekter samt kombinerat värde för tillfälligt gränstillstånd
Q_k ,	karaktäristiskt värde för den dominerande lasten för ovanliga kombinationer i bruksgränstillstånd

Lastkombinationer är relativt okomplicerade när lasteffekterna utgör en linjär kombination av lasterna, även om det kan vara omständligt att kontrollera alla möjliga kombinationer vid problemställningar med många variabla laster. I geotekniken beror emellertid lasteffekterna ofta på andra materialegenskaper än jordens egen vikt, t.ex. den odränerade skjuvhållfastheten vid beräkning av jordtryck. I sådana fall är det av största vikt att göra en klar distinktion mellan laster och lasteffekterna. Som nämns ovan i kapitel 3.6.6, föreskrivs i ENV 1997-1 att när jordtrycket beräknas enligt fall B, skall partialkoefficienter tillämpas på det karakteristiska jordtrycket. I fall där såväl permanenta laster som kombinationer av variabla laster föreligger, är det svårt, för att inte säga omöjligt, att tillämpa reglerna för kombinationer i ENV 1997-1. I denna vägledning är proceduren för fall C inarbetad, d.v.s. partialkoefficienter tillämpas på karakteristiska värden på jord och ytlaster. Denna procedur förenklar tillämpningen av lastkombinationer.

3.7 GEOMETRISKA EGENSKAPER

I Eurokods finns inga partialkoefficienter för geometriska osäkerheter, men vid dimensioneringen är det nödvändigt att inkludera relevanta toleranser för samtliga geometriska ingångsdata.

3.8 MATERIALEGENSKAPER

3.8.1 Karakteristiska värden

3.8.1.1 Karakteristiska värden för geotekniska parametrar

Valet av karakteristiska värden för geotekniska parametrar skall enligt 2.4.3 ENV 1997-1 baseras på laboratorie- och fältförsök gjorda med väldokumenterad erfarenhet. Dessa parametrar bör väljas med varsamhet under beaktande av bl.a. bakgrundsinformation, undersökningens omfattning, resultatens variation och vilket gränstillstånd som betraktas.

3.8.1.2 Karakteristiska materialegenskaper för armeringsmaterial

Tillverkaren ger karakteristiska materialegenskaper, X_k , för armeringsmaterialet så som t.ex:

- korttidsdraghållfasthet mot töjning,
- resultat från krypbrott
- resultat från hårdighetsförsök
- resultat från sömhållfasthetsförsök

För att se vilka av dessa som krävs för olika dimensioneringsmetoder, se vidare i de olika kapitlen för dimensionering samt materialkapitlet.

3.8.2 Dimensionerande värden

3.8.2.1 Dimensionerande värden för geotekniska parametrar

Dimensionerande värden för geotekniska parametrar ges av karakteristiska värden genom Ekvation 3.15.

$$X_d = X_k / g_M \quad (3.15)$$

BROTTGRÄNSTILLSTÅND

Partialkoefficienterna, γ_M , i Tabell 3.4 följer ENV 1997-1. För partialkoefficienter som följer gällande nationella dokument (NAD), se Bilaga B Kapitel B.2.

Tabell 3.4 Partialkoefficienter¹⁵ för material g_M – brottgränstillstånd för långvariga- och kortvariga situationer, enligt ENV 1997-1

FALL	Materialegenskaper ¹⁶			
	$\tan \phi$	c'	c_u	q_u ¹⁷
Fall A	[1.10]	[1.30]	[1.20]	[1.20]
Fall B	[1.00]	[1.00]	[1.00]	[1.00]
Fall C	[1.25]	[1.60]	[1.40]	[1.40]

BRUKSGRÄNSTILLSTÅND

I bruksgränstillståndet är alla värden för γ_M lika med 1,0 enligt 2.4.3 (13) P ENV 1997-1.

3.8.2.2 Dimensionerande värden för armering

FYSIKALISKA EGENSKAPER

Egenskaperna för armeringen skall dokumenteras i enlighet med relevanta standarder, se vidare information i Kapitel 2.

¹⁵ I ENV 1991-1 har γ_M och γ_m olika innebörd. I det första fallet är modellosäkerheten, γ_{Rd} , inkluderad men i det sista fallet behandlas osäkerheterna separat. Observera att i ENV 1997-1 står det γ_m , men i efterföljande prEN så är detta justerat.

¹⁶ Värden inom klamrar [] skall användas såvida inte andra värden finns givna i NAD.

¹⁷ Tryckhållfasthet för jord och berg

BERÄKNING AV DIMENSIONERANDE STYRKA

Den tillåtna dragkraften per breddenhet hos armeringen beror vanligtvis på konstruktionstyp och ställda säkerhetskrav, vilka spänningar den geosyntetiska armeringen är utsätts för, arbetsutförande och miljöfaktorer. Av den anledningen divideras parametrar som bestämts från korttidsförsök med flera konverteringsfaktorer. Dessa används för att ta hänsyn till potentiell krypning, installationsskada och åldrande.

Faktorerna h_i (Tabell 3.5) introduceras här som konverteringsfaktorer för att kalibrera data från försöksförhållanden, se vidare Figur 3.4 och Kapitel 2 Material. Olika konstruktionstyper medför olika krav på den geosyntetiska armeringen, vilket resulterar i olika värden för h_i . Om materialparametrarna baseras på långtidsförsök blir konverteringsfaktorn $h_i = 1,0$, se Kapitel 2.1.1.5.

Tabell 3.5 Konverteringsfaktorer för geosyntetiska armeringar

Konverteringsparameter – materialaspekt	konverteringsfaktor
Krypfaktor (beroende på livslängd),	$h_1 = 1/F_{cr}$ 18
Installationsskada	$h_2 = 1/F_{id}$
Biologisk och kemisk nedbrytning	$h_3 = 1/F_{env}$

Tillåten dimensionerande hållfasthet hos den geosyntetiska armeringen (partialkoefficientmetod):

$$X_d = \frac{h_1 \cdot h_2 \cdot h_3 \cdot X_k}{g_M} \quad (3.16)$$

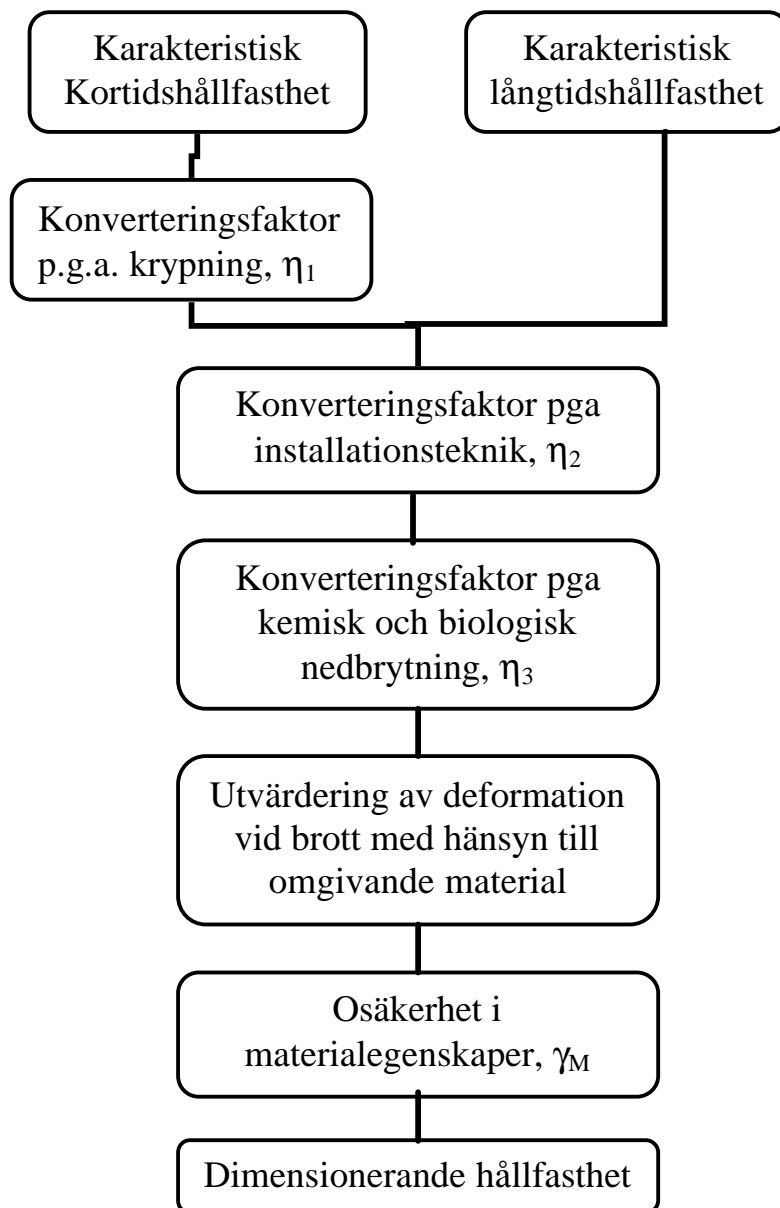
I bristen på tillräckliga försöksdata för långtidsbeteende skall enligt STG Teknisk rapport 102 CEN CR ISO 13434 Geotextilier och liknande produkter – Riktlinjer för beständighet 1999 följande reduktionsfaktorer tillämpas på maximala draghållfasthetsvärden:

F_{env}	miljömässig
$F_{geo} = \gamma_M$	generell partialkoefficient på materialet
F_{cr}	reduktionsfaktor för krypning
F_{id}	reduktionsfaktor för installationsskada

Vid fastställandet av karakteristisk långtidshållfasthet bör en utvärdering av kompatibiliteten med omgivande material ingå. För geosyntetisk armering i kombination med spröda material (t.ex. kvicklera) bör brottöjningen

¹⁸ Reduktionsfaktor enligt STG Teknisk rapport 102 CEN CR ISO 13434 Geotextilier och liknande produkter – Riktlinjer för beständighet 1999

begränsas. Se hänvisning i relevant kapitel. Dokumentation avseende produktrelaterade reduktionsfaktorer i allmänhet, bör vara tillgänglig hos leverantören och hos oberoende institutioner eller liknande.



Figur 3.4 Beräkning av dimensionerande hållfasthet för geosyntetisk armering, ekv 3.16

EGENSKAPER SOM HÄRRÖR FRÅN FÄLTFÖRSÖK

Vid dimensionering av en konstruktion med jordspikar beror värdet hos η (ekv. 3.16) på antalet utförda fältförsök, se vidare i Kapitel 2, Material. En partialkoefficient γ_T tillämpas här på utdragskapaciteten (jord/jordspik) för att på så vis ta hänsyn till variationen hos försöksresultaten.

Kapitel 4

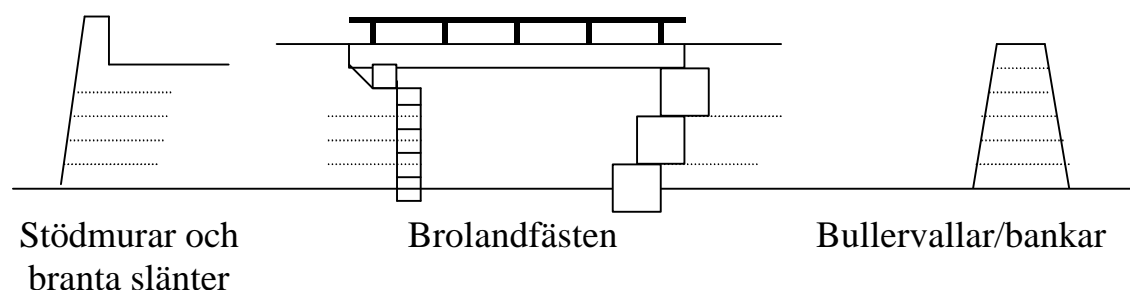
Armerade branta slänter och murar

4.1 INLEDNING

Armerad jord visar sig ofta vara ett ekonomiskt fördelaktigt sätt att bygga murar, landfästen, bankar, bullervallar, branta slänter etc.

Genom att lägga in horisontella armeringslager i en konstruktion, är det möjligt att stabilisera och förstärka fyllningen.

Sedan tidigt åttiotal har ett antal projekt byggts där man använt armerad jord.



Figur 4.1 Vanliga användningsområden för armerad jord

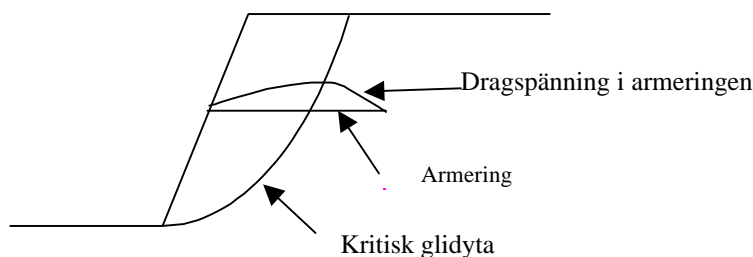
Murar och landfästen innebär normalt tillämpningar av armerad jord med en släntlutning av 70 – 90 grader medan ”branta slänter” är flackare än 70 grader. I allmänhet måste dimensionering av armerad jord omfatta såväl inre som total stabilitetskontroller.

Dimensioneringen bör vara baserad på välkända och allmänt accepterade dimensioneringsmetoder, som på ett riktigt sätt tar hänsyn till de faktiska förhållandena på platsen.

4.1.1 Armeringens funktion

Konstruktioner med armerad jord består av horisontella armeringslager placerade på flera nivåer.

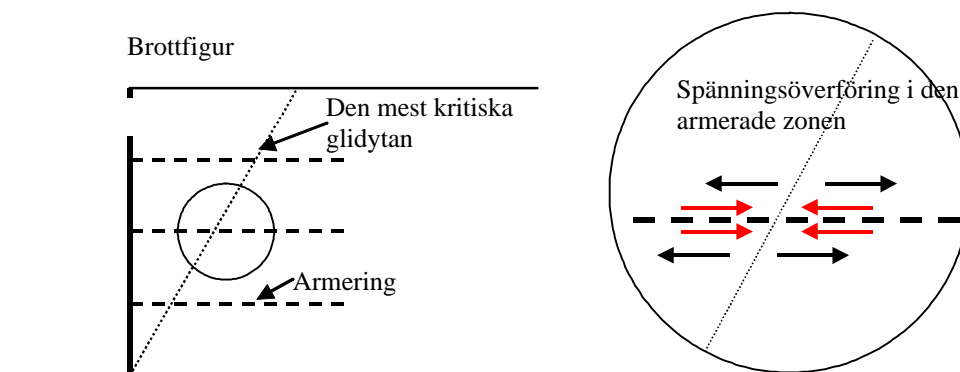
Armeringens funktion är att ge draghållfasthet till strukturen med jord och armering. I en armerad brant slänt eller mur kommer detta att förhindra att jordmassor rasar ner, genom att dragspänningar tillförs armeringen vid den mest kritiska glidytan. Samtidigt skapar förankringszoner framför och bakom brottytan det nödvändiga utdragsmotståndet i armeringen. Detta är en förenklad modell och det verkliga uppträdandet kan vara mer komplext.



Figur 4.2 Dragspänning i armeringen

Beroende på vilken konstruktionstyp som föreligger, är fasaden antingen fristående eller så används armeringen för att stabilisera konstruktionens fasad. Ett vanligt tillvägagångssätt är att lägga armeringen omlott runt framsidan och därefter återinbädda armeringen tillräckligt djupt.

Det krävs en viss deformation hos konstruktionen för att aktivera den erforderliga dragspänningen i armeringen. Sättningar i samband med detta diskuteras i Kapitel 4.4.1.



Figur 4.3 Principen för armeringens funktion och spänningsöverföring i den armerade zonen. Här redovisas den kritiska glidytan som en rät linje, men beroende på vilken beräkningsmetod som används, kan andra mer avancerade glidytor utvärderas.

4.2 SÄRSKILD INFORMATION SOM KRÄVS FÖR DIMENSIONERINGEN

Vid dimensionering av en armerad stödkonstruktion, är det nödvändigt att ha en rimlig mängd information för ett fullgott resultat.

Konstruktionens säkerhetsnivå är avhängig noggrannheten hos den information som finns om jord, fyllning, grundvattenförhållanden, porttryck, dränering, laster, armering etc.

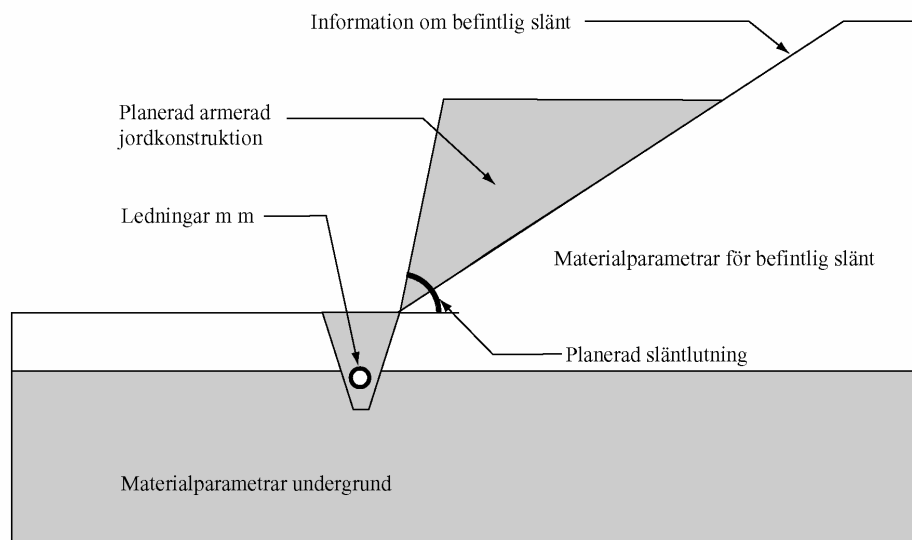
Det är mycket viktigt att kontrollera såväl den totala som den inre stabiliteten. Vid stödmurar och landfästen som omfattar fasadsystem, måste även dessa kontrolleras ordentligt.

De flesta brott som uppträder i stödkonstruktioner och branta slänter beror på att vattentrycket underskattats. Vatten och dränering skall därför ges hög prioritet under dimensioneringen.

Vid branta slänter, där fasaden ofta avses vara vegetationsbevuxen, måste särskild uppmärksamhet ges växtförhållandena vid ytan.

4.2.1 Geometri och grundförhållanden

För att kunna utvärdera en tillämpning med en armerad mur måste en detaljerad beskrivning av geometri och faktiska grundförhållanden utföras. Denna beskrivning innehåller också information om grundvatten, porvattentryck, hydrauliskt flöde etc. Hänsyn måste tas till kablar och rör etc. i marken, i händelse av att framtida arbeten skall utföras i närheten av den armerade jordkonstruktionen.



Figur 4.4 Typisk geometri för en armerad jordkonstruktion inklusive grundförhållanden

I Eurokoderna finns inga partialkoefficienter för geometriska osäkerheter, men vid dimensioneringen är det nödvändigt att inkludera relevanta toleranser för samtliga geometriska ingångsdata. Oberoende av om Europanormer eller nationella standarder används, skall jordens egenskaper undersökas noggrant på så sätt att kritiska stabilitetsproblem kan undvikas, vilket även inkluderar dimensionering av dränering.

4.3 DIMENSIONERING I BROTTGRÄNSTILLSTÅND

Huvudprinciperna för dimensionering i gränstillstånd definieras i ENV 1991-1, ENV 1997-1 och andra nationella standarder. Dimensionering i gränstillstånd baseras på partialkoefficienter som tillämpas på laster, armeringsegenskaper och geotekniska parametrar.

Dimensioneringsvillkor beskrivs i Kapitel 3.6. För de flesta vanliga armerade murar och slänter är lastfall C relevant, se vidare i Kapitel 3.6.4.

Enligt vissa nationella standarder delas konstruktioner in i olika säkerhetsklasser, för vilka tillhörande partialkoefficienter finns, se Bilaga B.

4.3.1 Brottmekanismer

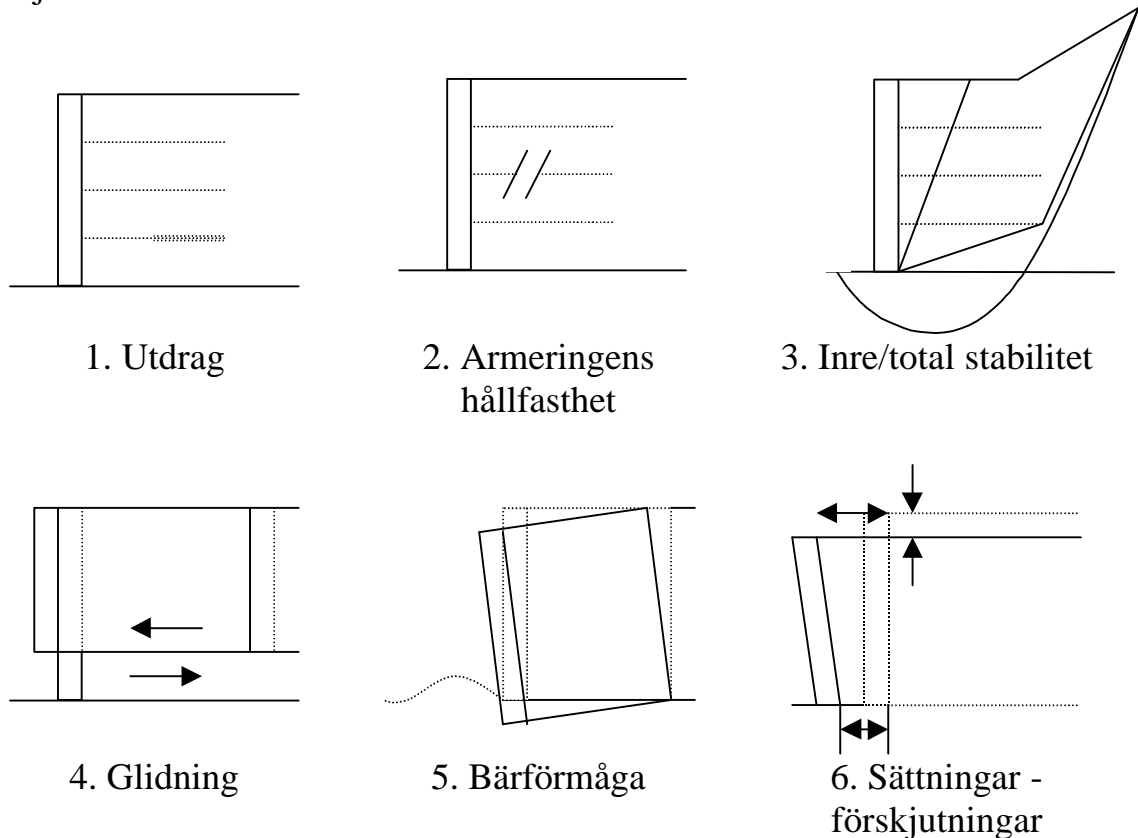
Under senare årtionden har mycket energi lagts på att utveckla nya och mer noggranna dimensioneringsmetoder för i synnerhet stödmurar. Vissa av metoderna är baserade på förenklade modeller och ger godtagbara resultat. Andra metoder använder sig av avancerade datormodeller, som antingen bygger på iterations- eller finita-element-metoder. Såväl de förenklade modellerna som de avancerade datormodellerna fungerar för dimensionering av ett stort antal murar.

De huvudsakliga skillnaderna mellan de olika tillgängliga dimensioneringsmetoderna ligger i hur vatten, sättningar och deformationer behandlas. Ju mer sofistikerade modellerna blir, desto mer noggrant behandlar modellerna dessa frågor och som resultat kan säkrare och mer ekonomiskt fördelaktiga konstruktioner förväntas.

All dimensionering måste ta hänsyn till:

- inre stabilitet
- totalstabilitet

Följande fall bör undersökas:



Figur 4.5 Brottmekanismer, sättningar och förskjutningar som bör undersökas

Dimensioneringsfall 1, 2 och 4, ovan, visas i detta kapitel liksom den inre stabilitetskontrollen för dimensioneringsfall 3. Totalstabilitet bör behandlas enligt traditionella geotekniska principer. Bärighetsproblem bör utredas separat om det inte ingår dimensioneringens totalstabilitetskontroll. Bärighetsproblem skall även dessa utredas enligt traditionella geotekniska principer.

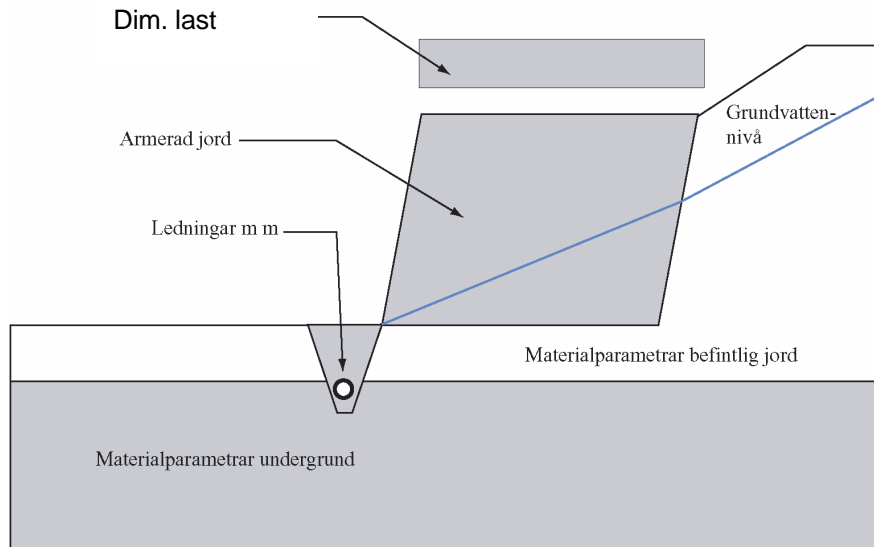
Många riktlinjer för dimensionering betraktar också stjälpning som en potentiell brottmekanism. Beräkningarna och villkor för detta liknar de som är kända för klassiska stödmurskonstruktioner. Flexibiliteten hos konstruktioner med armerad jord bör innebära att risken för stjälpningsbrott är mycket liten. Vid kontroll av stjälpning ges emellertid en maximal tillåten excentricitet, vilket hjälper till att kontrollera sidodeformationer genom att begränsa "lutningsmöjligheten". Kontroll av stjälpning kan vara ett bra alternativ till avancerade analyser som t.ex. FEM.

4.3.2 Dimensionerande värden och dimensionerande laster

För att ha tillförlitlig dimensionering men också för att undvika överdimensionering, bör allmaterial undersökas på ett relevant sätt enligt

kapitel 2. Av ekonomiska skäl kan mindre projekt välja att använda konservativa värden. När det handlar om större projekt skall försök alltid utföras på fyllningsmaterialen för att kunna optimera dimensioneringen.

4.3.2.1 Dimensionerande parametrar



Figur 4.6 Exempel på geometri inkluderande grundläggnings- och lastegenskaper

Tabell 4.1 Dimensionerande parameter för en konstruktion ges av de karakteristiska värdena reducerade med de partialkoefficienter som ges i kapitel 2.

Karakteristisk parameter	Partialkoefficient	Dimensionerande parameter	Enhet
γ_k - fyllningens/jordens tunghet	$\gamma_\gamma = 1,0$	γ_d	kN/m^3
ϕ_k - friktionsvinkel	$\gamma_\phi (\tan \phi_k)$	ϕ_d	°
c_{uk} – odränerad skjuvhållfasthet	γ_{cu}	c_{ud}	kPa
c'_k – kohesionsintercept	$\gamma_{c'}$	c'_d	kPa
q_G, q_Q –överlast	γ_G, γ_Q	q_G, q_Q	kPa

Om ledningar etc. befinner sig nära eller under planerad konstruktion, måste dessa utvärderas för att säkerställa att de håller för framtida jordtryck etc.

4.3.2.2 Dimensionerande hållfasthet hos geosyntetisk armering

Material som skall användas i en stödmurskonstruktion bör utvärderas på basis av karakteristika som tillhandahållits av leverantören, oberoende forskningsinstitut eller nationella certifieringsorgan etc.

Armeringens egenskaper bör dokumenteras i enlighet med relevanta standarder, se vidare i Kapitel 2. Dokumentation avseende produktrelaterade konverteringsfaktorer bör generellt finnas tillgänglig hos leverantören, oberoende institut och liknande.

Armeringens dimensionerande hållfasthet, (T_d), bör i princip beräknas enligt proceduren som beskrivs i Kapitel 3. Den deformation hos armeringen som motsvarar den dimensionerande hållfastheten bör, om inga andra rekommendationer ges, begränsas till 5 procent. Notera att bruket av vissa fasadtyper och/eller i kombination med fasta konstruktioner kan innebära ännu striktare begränsningar för deformationer.

Beräkningar baserade på FEM (finit elementmetod) använder E-modulen som en styvhetsparameter. Modulen påverkas av av hållfasthet, deformation och tid. Allmänt bör modulen definieras ordentligt och kalibreras i dimensioneringen och dokumenteras.

Samverkansfaktorer mellan fyllning/jord och armering varierar generellt enligt Tabell 4.2. Storleken på partialkoefficienterna för glidning och utdrag är beroende av hur samverkansfaktorerna bestämts. Om ingen dokumentation finns tillgänglig för en viss typ av armering, bör konservativa värden väljas.

Tabell 4.2 Samverkansfaktorer och partialkoefficienter

Samverkan mellan fyllning/jord – armering		Värde
Samverkansfaktor, fyllning/armering	α_1	0,5 - 1,0
Samverkansfaktor, jord vid grundläggning/armering	α_2	0,5 – 1,0
Partialkoefficient för glidning utmed armeringens yta	γ_s	1,3
Partialkoefficient för armeringens utdragsmotstånd	γ_p	1,3 – 1,5

Rekommenderade samverkansfaktorer ges i Kapitel 2 och Bilaga A, men bör generellt baseras på försök utförda på den faktiska armering och fyllning som skall användas. Det rekommenderas att välja en partialkoefficient för utdragsmotstånd som ligger mellan 1,3 och 1,5. Partialkoefficienten för glidning rekommenderas att sättas till 1,3. Denna faktor kan emellertid reduceras om både fyllning och armeringsprodukt är kända och om platsspecifika resultat eller resultat från relevanta utdragstest finns tillgängliga.

Överlappning och sömnad av geosynteter i den primära hållfasthetsriktningen skall normalt inte tillåtas, såvida inte relevanta försökscertifikat etc. kan påvisa skarvens duglighet.

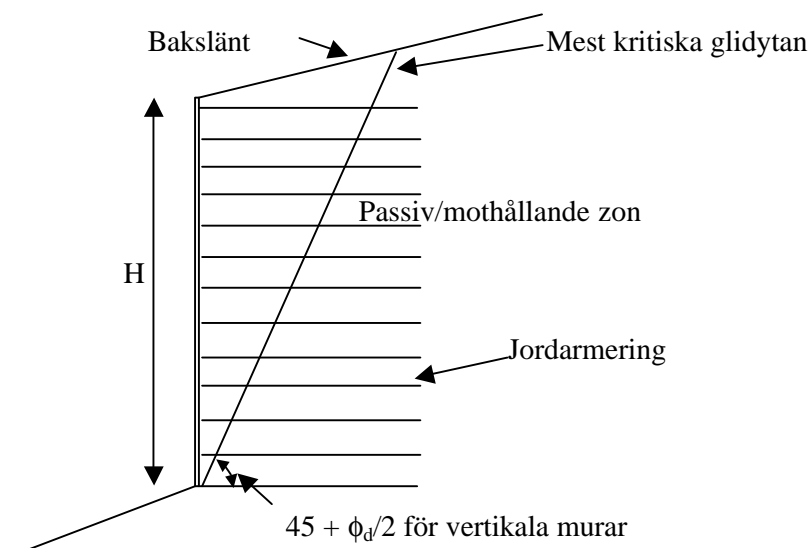
4.3.3 Dimensionering steg för steg

Dimensioneringsmetoden som visas i detta kapitel är baserad på en förenklad modell. Endast beräkningen för den inre stabiliteten och glidning visas. För komplicerade konstruktioner rekommenderas mer sofistikerade metoder för att undvika begränsningar och visa dimensioneringsmetodens giltighet.

Inre brott kan ske på två olika sätt:

- Brott genom uttöjning eller avslitning av armeringen.
Dragkrafterna (och, om det rör sig om styv armering, skjuvkrafterna) i armeringen blir så stora att armeringen förlängs kraftigt eller slits av, vilket leder till stora rörelser och möjligen kollaps hos konstruktionen.
- Brott genom utdrag.
Dragkrafterna i armeringen blir större än utdragsmotståndet, *d.v.s.* den kraft som krävs för att dra ut armeringen från jordmassan. Detta leder i sin tur till att skjuvspänningen ökar i omgivande jord, vilket medför stora deformationer och möjlig kollaps av konstruktionen.

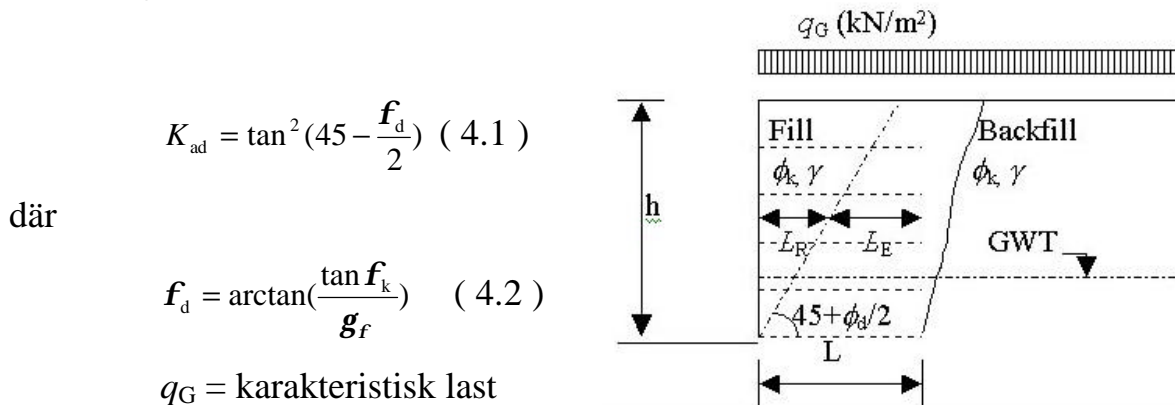
Dimensioneringsprocessen som säkerställer den inre stabiliteten består därför av bestämmandet av de maximalt utvecklade dragkrafterna och deras geometriska läge för ett flertal kritiska glidytor, samt armeringens motstånd, uttryckt i utdragskapacitet och i draghållfasthet.



Figur 4.7 Modell för dimensionering

Den mest kritiska glidytan för en vertikal eller nästan vertikal mur antas vara en rak linje som går genom släntfoten med vinkeln $45 + \phi_d/2$ mot horisontalplanet (ingen friktion mot muren antas). För armering som inte töjs, som *t.ex.* stålremor eller stålnät, brukar en annan glidyta visas, se Bilaga C. Om murfasaden lutar inåt/bakåt kommer glidytan ändras till en mindre vinkel samt få en kurvformad linje. I de fall murens fasad lutar mer än 10° ges rekommendationen att använda en konventionell släntstabilitetsberäkning för att hitta de mest kritiska glidyterna.

Det finns olika diagram och ekvationer för att hitta den jordtryckskoefficienten för aktivt jordtryck, K_a . Hänsyn måste tas till såväl råheten mellan jord och fasad, som fasadens lutning eller eventuell slänt ovan murkrönet. Nedanstående formel är giltig för en vertikal mur, med antagandet att det inte är någon friktion mot muren och att det inte finns någon slänt ovan murkrönet. För geosyntetisk armering används jordtryckskoefficienten för aktivt jordtryck för beräkning av både av inre och total stabilitet. För stålarmring/armering som inte töjs, bör jordtryckskoefficienten för aktivt jordtryck ökas med en faktor 1,2-1,5 för beräkningar av den inre stabiliteten, se Bilaga C.



Figur 4.8 Geometri och ingångsparametrar för en mur

4.3.3.1 Spänningar

Spänningar kan beräknas enligt följande, illustrerat i Figur 4.9.

Vertikal effektivspänning:

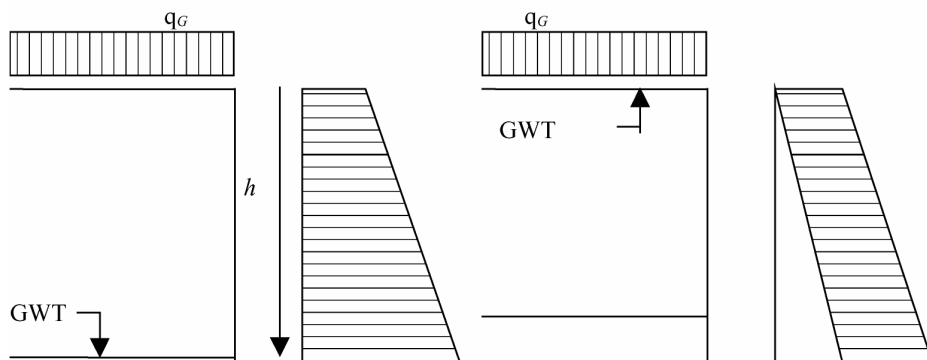
$$s'_{vd} = s_{vd} - u \quad \sigma_{vd} = \gamma_d \cdot h + q_d \quad u = \gamma_{wd} \cdot h_w$$

där:

$q_d =$ dimensionerade last

$\gamma_d =$ dimensionerande egenvikt på jorden/fyllningen

$\gamma_{wd} =$ dimensionerande egenvikt på vattnet



Figur 4.9 Spänningsdiagram med vatten (vänster bild) och utan vatten (höger bild)

Det horisontella trycket från jord och vatten beräknas enligt följande:

$$p_{ad} = (K_a \cdot s'_{vd}) + u \quad (4.3)$$

där

p_{ad}	horisontaltryck för en given nivå
s'_{vd}	effektiv vertikalspänning
u	vattentryck

4.3.3.2 Avstånd mellan armeringslager

Vid dimensionering av vertikala murar och landfästen kan såväl avståndet mellan armeringslagren som armeringens hållfasthet varieras.

Normalt beräknas det kritiska avståndet mellan armeringslagren enligt följande:

$$s_{vd} = \frac{T_d}{p_{ad, \max}} \quad (4.4)$$

där

s_{vd}	avståndet mellan armeringslagren
T_d	armeringens dimensionerande hållfasthet
$p_{ad, \max}$	maximalt horisontaltryck från jord och vatten

Avståndet mellan armeringslagren varierar vanligtvis mellan 0,2 – 0,6 m och bör normalt inte överstiga 1,0 m. Sekundära armeringslager med lägre dimensionerande hållfasthet och/eller kortare längd, kan installeras mellan de primära armeringslagren för att öka den lokala stabiliteten (glidning) mellan armeringslagren och för att minska deformationer vid framsidans yta. För att kunna minska fasadens deformation, bör den sekundära armeringens längd vara av storleksordningen 2 m.

Om ett givet avstånd mellan armeringslagren krävs, t.ex. vid användandet av en blockstensmur, kan samma ekvation användas för att beräkna den erforderliga hållfastheten i armeringen.

Samma ekvation kan användas för beräkningar av konstruktioner med varierande armeringsavstånd och armeringshållfasthet, där $p_{a, \max}$ är den maximala horisontalspänningen vid den aktuella nivån ($= p_a$).

4.3.3.3 Beräkning av armeringslängd

Armeringslängden varierar normalt sett mellan 60 till 80 procent av murens höjd, men både högre och lägre värden kan förekomma. Ofta väljs samma armeringslängd för hela konstruktionen och för mindre avancerade dimensioneringsmetoder bör samma armeringslängd användas. Flera parameterar har inverkan på erforderlig armeringslängd: jordens skjuvhållfasthet, murens lutning, slänter och laster ovan konstruktionen, vatten/portryck i fyllningen, glidning längs jorden där konstruktionen är grundlagd samt undergrundens bärförmåga.

Den största armeringslängd som krävs för att uppfylla kraven på inre stabilitet (högst upp), glidning (vid grundläggningsnivån) och totalstabilitet (vid grundläggningsnivån används normalt sett för samtliga armeringslager).

Kontrollen av den inre stabiliteten (avståndet till den kritiska glidyta samt utdragskapaciteten) kommer generellt att kräva den längsta armeringen i konstruktionens övre del, medan glidning i sidled och kontroll av totalstabilitet ofta kräver den längsta armeringen i konstruktionens undre del. Den erforderliga armeringslängden för samtliga lager sätts vanligtvis till den största armeringslängd av vad som krävs enligt "inre stabilitet", "glidning" och "totalstabilitet".

INRE STABILITET

Armeringens totala längd beräknas enligt:

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

I passivzonen beräknas armeringens förankringslängd, L_E , för att uppnå erforderlig utdragskapacitet:

$$L_E = \frac{P_{ad} S_{vd}}{\frac{2\alpha_1}{g_p} (c'_d + g_d \cdot h \cdot \tan f'_d)} \quad (4.6)$$

där

α_1 samverkansfaktor mellan jord och armering

p_{ad}	dimensionerande horisontaltryck för en given nivå (inkl. vatten)
γ_p	partialkoefficient för samverkansfaktor (hänger också ihop med utdragskapaciteten)
c_d'	dimensionerande kohesionsintercept för effektivspänning hos fyllning/jord
γ_d	dimensionerande tyngd av fyllningen
h	djup (från överdelen) till aktuell nivå

L_E bör oberoende av beräkningarna minst ha längden 1,0 meter, uttryckt som $L_E \geq L_{min} \geq 1,0$ m. Trafiklaster och andra nyttiga laster bör inte innefattas i utdragsberäkningar.

I aktivzonen beräknas armeringslängden, L_P , som avståndet från fasaden till den kritiska glidytan (för den oarmerade konstruktionen). Den mest kritiska glidytan för en vertikal eller nästan vertikal mur antas vara en rak linje som går genom släntfooten med vinkeln $45 + f_d/2$ mot horisontalplanet (ingen friktion mot muren antas) och armeringslängden kan beräknas som:

$$L_R = (H - h) \tan\left(45 - \frac{f_d}{2}\right), \quad (4.7)$$

där h är djupet (från murens överdel) till aktuell nivå

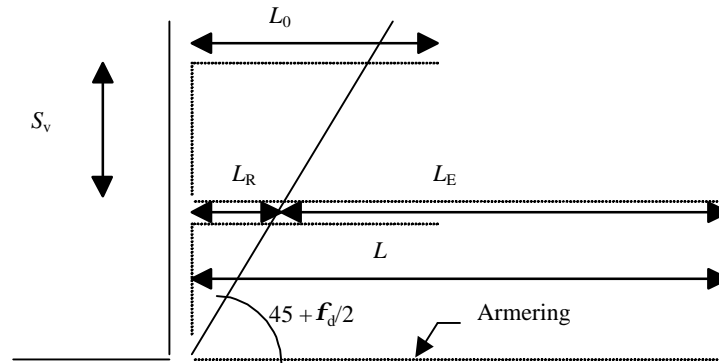
Om murens fasad lutar bakåt mer än 10° bör den kritiska glidytan bestämmas med klassiska släntstabilitetsanalyser. Armeringslängden i aktivzonen bestäms sedan utifrån geometrin.

Den totala armeringslängden blir enligt den inre stabilitetskontrollen summan:

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

Notera: Totalstabilitetshänsyn kan kräva längre armering.

L_R bör generellt ha en minimilängd av 1,0 m för att säkerställa tillfredsställande förankring. För de undre lagren blir längden mindre än 1,0 m, vilket innebär detta att armeringen antingen måste fästas ordentligt i murens fasad eller alternativt att den läggs omlott enligt Figur 4.4.



Figur 4.10 Princip för "omlottläggning", där L_0 bör vara minst 1,0 m

För de flesta praktiska tillämpningar är minimilängden för omlottläggning $L_0 = 1,0$ m tillräcklig. Om avståndet mellan armeringslagren är större än 0,5 m rekommenderas att $L_0 > 2 S_v$ som tumregel. För konstruktioner med hög grundvattennivå bör förakringen alltid kontrolleras.

YTTRE STABILITET; GLIDNING I SIDLED

Horisontaltrycket från jorden bakom den armerade zonen kan orsaka glidning ovan eller under det understa armeringslagret. En förenklad metod att förhindra horisontell glidning är att använda minimiarmeringslängden L_e utifrån:

$$L_e \geq \frac{0.5K_{ad}H(g_d H + 2(g_Q q_Q + g_G q_G))g_s}{g_d h a'_2 \tan f'_d} \quad (4.9)$$

där H är fyllningens medelhöjd över armeringen.

L_e är den minsta armeringslängd som krävs vid grundläggningsnivån för att förhindra glidning (den nedsänkta bokstaven e har tillfogats för att vara konsekvent med andra kapitel där samma ekvation används). Säkerheten mot glidning bör kontrolleras både ovan och under det understa armeringslagret med användande av relevant friktionsvinkel och samverkanskoefficient. För mer komplexa strukturer, *t.ex.* där armeringslängden eller fyllningsmaterialet varierar, bör flera lager kontrolleras och beräknas (d.v.s. varierande H).

Notera: totalstabilitetshänsyn kan kräva längre armering.

YTTRE STABILITET, TOTALSTABILITET OCH BÄRIGHETSBRITT

Totalstabilitet och bärighet bör alltid utvärderas i enlighet med traditionella geotekniska principer, *t.ex.* Bishop, Janbu etc.

Totalstabilitet kan bestämmas genom att använda kraft- och/eller momentjämviktsanalyser, vilka kan utföras med hjälp av en klassisk metod för släntstabilitetsanalys. Stödmuren av armerad jord betraktas först som en

styv kropp och endast glidytor som ligger helt utanför den armerade strukturen beaktas. Därpå studeras sammansatta brott, som passerar både genom armerade och oarmerade zoner. För enklare konstruktioner, (nästan vertikal fasad, enhetlig armeringslängd och enhetligt armeringsavstånd, endast en typ av armerad jord, försumbara slänter vid murfot respektive murkrön), är sammansatta brott normalt sett inte kritiska.

Om den lägsta säkerhetsfaktorn är mindre än vad som krävs, ökas armeringslängden eller så förbättras jorden på vilken konstruktionen är grundlagd.

Generellt finns två typer av bärighetsbrott: allmänt bärighetsbrott och lokal skjuvning eller "squeezing".

För att förhindra bärighetsbrott av typen allmänt bärighetsbrott krävs att vertikalspänningen vid grundläggningsnivån inte överstiger bärförmågan hos undergrunden. Det är viktigt att inte underskatta vertikalspänningen vid grundläggningsnivån (kom ihåg att viss del av lasten från jordtrycket bakom den armerade konstruktionen både har en vertikal och horisontell komponent som verkar på grunden). Den maximala bärförmågan kan bestämmas genom att använda en metod från klassisk jordmekanik.

Lokal skjuvning eller "squeezing" hos undergrunden kan utgöra en brottmekanism i lösa kohesiva jordar. För att förhindra stora horisontalrörelser ges maximihöjden approximativt av:

$$g_d \cdot H \leq 4 \cdot c_{ud} \quad (4.10)$$

4.4 DIMENSIONERING I BRUKSGRÄNSTILLSTÅND

De olika problemtyper som beaktas i bruksgränstillstånd är följande:

- sättning hos fyllningen
- rörelser i fasaden (kryptöjningar i armeringen, acceptabla deformationer hos fasadsystemet)

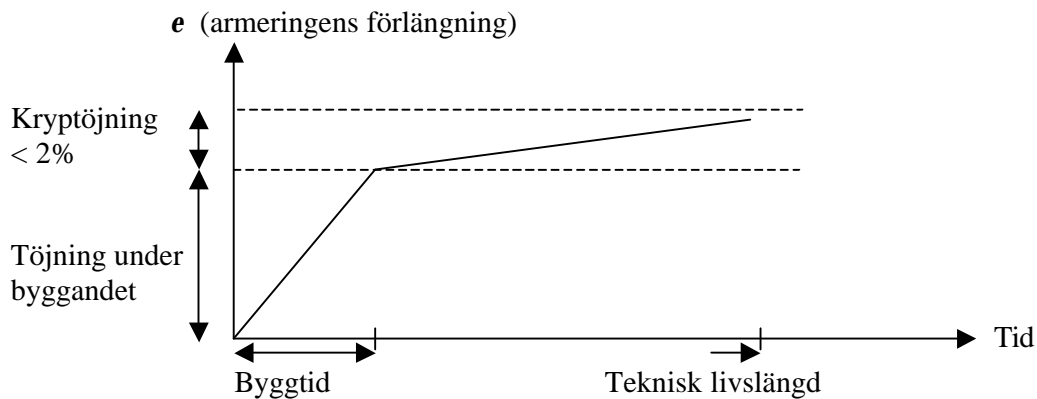
4.4.1 Sättningar och deformationer

Sättningar i vertikalled kan beräknas med traditionella metoder som bygger på effektivspänning och sättningsmodul.

Horisontella rörelser i storleksordningen 0,1 - 0,3 procent av konstruktionens höjd kan förväntas för armerade murar och landfästen där geosyntet

används. Rörelsernas storlek beror på den använda armeringens styvhet, fyllningens materialtyp och packningsgrad.

De dimensionerade kryptöjningarna i armeringen (efter konstruktionens uppförande) bör vanligtvis ej tillåtas att överstiga 2 procent under den tekniska livslängden, se. För konstruktioner där det är viktigt att minimera deformationer som uppkommer efter uppförandet bör kryptöjningarna minimeras.



Figur 4.11 Töjning under byggandet samt kryptöjning

Vertikala murar bör, för att undvika överhäng, dimensioneras på så sätt att deformationer i horisontalled kan godtas. En lätt bakåtlutning med 1-2 grader rekommenderas.

4.5 DRÄNERING

Förekomsten av vatten i en konstruktion med armerad jord kan leda till oväntade brott om inte tillbörlig hänsyn tas till detta under dimensioneringen. Denna problemställning bör därför alltid ges särskild vikt i ett projekt. För alla typer av konstruktioner, temporära eller permanenta, rekommenderas att vattentryckets storlek och verkan på konstruktionen utvärderas.

Nedanstående parametrar har inverkan på förekomsten av vatten i en konstruktion:

- ytavrinning – vatten som kommer in i den armerade jorden ovanifrån
- inre grundvattenyta – vatten som kommer in i den armerade jorden bakifrån/inifrån
- användning av kohesivt fyllningsmaterial

För vertikala eller näst intill vertikala murar och landfästen med fasad, rekommenderas generellt att endast fyllning bestående av väl-dränerande friktionsmaterial används. Vidare måste det säkerställas att ett effektivt dräneringssystem installeras i konstruktionen.

Vid betraktandet av ett spänningsdiagram för en typisk jordprofil enligt traditionell teori, se Figur 4.12, är det välkänt att spänningarnas storlek kommer att påverkas av grundvattennivån (GWT) och kapillariteten (CWT).

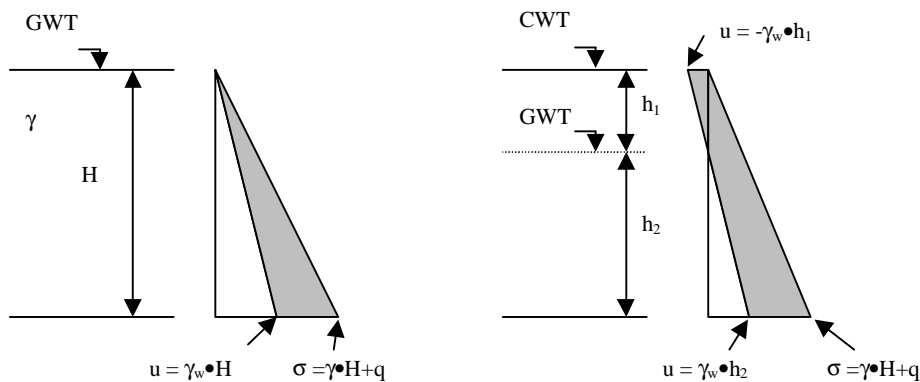
Effektivspänningen s'_{vd} definieras som:

$$\sigma'_{vd} = \sigma_{vd} - u \quad (4.11)$$

I den kapillära zonen ökar effektivspänningen, medan den minskar under GWT. Den ökade effektivspänningen skall bara användas för att beräkna tillkommande aktivt jordtryck och inte för att tillgodoräkna ökat utdragsmotstånd eller förbättrad förmåga att motstå glidning.

Vid beräkning av det totala horisontaltrycket måste vattentrycket adderas till det aktiva jordtrycket.

$$p_{ad} = (K_{ad} \cdot s'_{vd}) + u \quad (4.12)$$



Figur 4.12 Två typiska vertikalspänningsprofiler för en fullständigt mättad jord. Jord som mobiliserar en viss grad av kapillaritet ökar effektivspänningen (endast kohesiva jordar som lera och silt), vänstra figuren.

Ett annat sätt att hantera porvattentryck är baserat på R_u -koefficienten, som definieras som:

$$R_{ud} = \frac{g_w \cdot h_w}{g_d \cdot h} \quad (4.13)$$

eller

$$R_{ud} = \frac{u}{g_d \cdot h} \quad (4.14)$$

Figur 4.13 Definition av R_u -koefficient

R_u -värdet varierar mellan 0,0 (torr fyllning) och 0,5 (fullständigt mättad fyllning).

Ytterligare dimensioneringsmetoder inkluderar speciella diagram baserade på sambandet mellan R_u och det aktiva jordtrycket. Värsta fallet vad avser vattentryck och portryck, såväl under konstruktionstiden som under hela den tekniska livslängden, bör användas vid analys av konstruktionens funktion.

4.6 FASADER

När det handlar om estetik är fasader en mycket individuell fråga, som i praktiken sammanhänger med ytstruktur, anpassningssätt, toleranser, plantering etc.

Fasader kan delas in i följande grupper:

- Mjuk “t.ex. omlottlagda strukturer etc.”
- Flexibel “t.ex. gabioner, stålnätsbaserade fasadenheter etc.”
- Styv “t.ex. segmentella blockstensmurar.”

Fasader tillverkas i ett stort antal utföranden, som omfattar en mängd olika material. De flesta fasadsystem omfattar infästningar mellan fasaden och armeringen. Alla skarvar bör generellt utvärderas på ett riktigt sätt för varje specifikt fasadsystem

Fasadsystem skall endast användas om deras lämplighet som fasader har bevisats av jämförbar erfarenhet. Andra fasadsystem kan användas om deras lämplighet samt hårdigheten hos använda material kan bevisas genom försök/provning, se vidare utkastet prEN 14475.

Allmän information om fasadsystem ges i utkastet prEN 14475–Utförandestandard – armerad jord.

Generellt skall fasader implementeras på ett riktigt sätt i dimensioneringen och utvärderas enligt Kapitel 4.3. I många dimensioneringsmetoder betraktas fasaden som en integrerad del av konstruktionen. Detta medför förenklad dimensioneringsgeometri, baserad på geometrin hos den armerade jorden och fasaden. Dock tillåter inte alla fasadtyper detta sätt att integrera, varför denna frågeställning alltid måste undersökas noggrant.

4.7 BESTÄNDIGHET

Generellt sett, bör all dimensionering noggrant utvärderas på så vis att beständigheten är samstämmig med den tekniska livslängden enligt kapitel 2. Utvärderingen bör fokusera på alla relevanta aspekter, inklusive armering, fasad och andra konstruktionselement i den armerade konstruktionen.

Beroende på vilken typ av konstruktion det rör sig om, skall följande förhållanden undersökas:

- armeringens beständighet (biologisk och kemisk nedbrytning)
- fasadens beständighet (tjäle, korrosion, UV-strålning)
- beständighet vid brand (hela konstruktionen)
- beständighet vid mekanisk skada eller vandalism (primärt fasaden)
- vegetation (viktigt att utvärdera i samband med UV-strålningens nedbrytande effekt hos geosyntetisk armering och vid geotextiler som är utsatta för direkt solljus etc.)

För branta slänter är vegetationen den viktigaste frågan i samband med beständighet. Vegetationens skyddande effekt minimerar UV-nedbrytning hos geotextiler och syntetisk armering på släntens yta. För murar, landfästen etc. som omfattar en infästning mellan armering och fasad t.ex. betongblock, gabioner etc., måste hårdigheten utvärderas som en enhet.

4.8 UTFÖRANDE, KVALITETSKONTROLL OCH UPPHANDLING

Denna vägledning behandlar utförande, kvalitetskontroll och upphandling i följande kapitel:

- utförande: Kapitel 8
- kvalitetskontroll: Kapitel 9
- upphandling: Kapitel 10

Vad avser en specifik dimensionering, rekommenderas att eventuella oklarheter vad gäller projektansvar, utförande och kvalitetskontroll klart definieras i kontraktet.

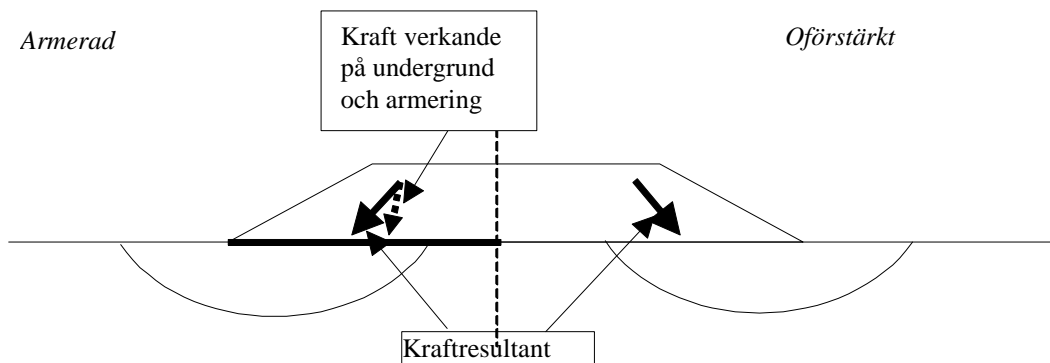
Kapitel 5

Bankar på lös undergrund

5.1 INLEDNING

5.1.1 Armeringens funktion

Jordarmering kan användas för att öka bärförmågan hos bankar på lös undergrund. Syftet med armeringen är att motstå skjuvspänningarna som banken ger upphov till (bankens glidning i sidled) och om möjligt även skjuvspänningarna från undergrunden ("squeezing"), illustrerat i Figur 5.1.



Figur 5.1 Armeringens funktion

Begränsning:

$$\text{Maximal bärförmåga: } q = N_c \cdot c_u$$

$$\text{Oarmerad: } r = 1 \quad \Rightarrow N_c = 2.8$$

$$\text{Armerad: } r = 0 \quad \Rightarrow N_c = 5.14$$

Maximal teoretisk förbättring är alltså 83 procent. (Den totala kraftkomponenten i horisontalled tas upp som dragkraft i armeringen).

5.1.2 Beräkningsprinciper

Beräkningsmetoden som föreskrivs liknar metoden i British standard BS8006. Formlerna gäller för fallet där armeringen ligger mellan bankfyllningen och den lösa undergrunden. Denna metod kontrollerar bankens initiella stabilitet, men däremot inte sättningarna.

Som tillägg till de givna ekvationerna skall påpekas att det är av stor betydelse att gränstillstånden definieras inför dimensioneringen av den armerade banken. Permanenta laster skall alltid medräknas. Ur ett långtidsperspektiv behöver inte trafiklaster (variabla laster) medräknas i brottgränstillståndet, men korttidsstabilitet och draghållfasthet bör kontrolleras för stora variabla laster (t.ex. vid fallet järnvägar på relativt låga bankar).

5.2 SÄRSKILD INFORMATION SOM KRÄVS FÖR DIMNESIONERINGEN

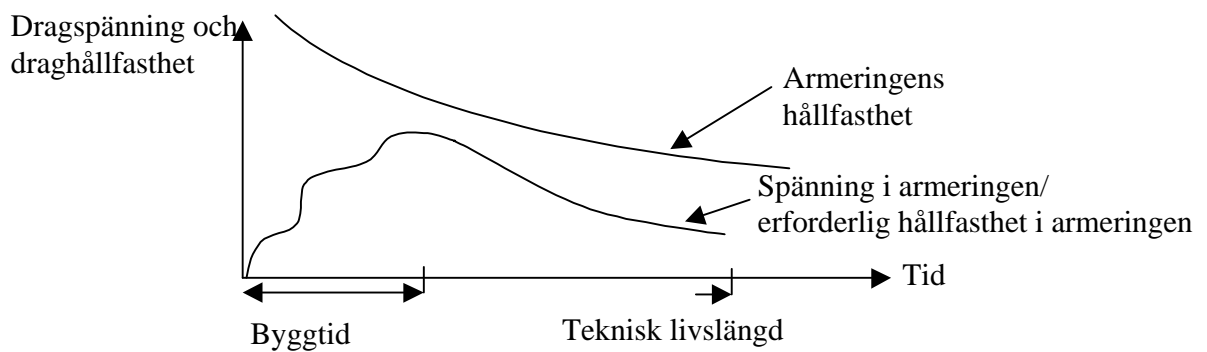
Vid dimensionering av en armerad bankkonstruktion, är det nödvändigt att ha en rimlig mängd information för ett fullgott resultat.

Konstruktionens säkerhetsnivå är avhängig noggrannheten hos den information som finns tillgänglig om jord, fyllning, grundvattenförhållanden, portryck, dränering, laster, armering etc.

Det är mycket viktigt att kontrollera såväl den globala som den inre stabiliteten.

5.2.1 Teknisk livslängd

Den tekniska livslängden måste beaktas när armeringens dimensionerande hållfasthet beräknas. Bruket av armering minskar mobiliseringen av skjuvhållfastheten i underliggande jord och ökar på så vis bärförmågan. Bruket av armering kan generellt öka bärförmågan med storleksordningen 30-50 procent, beroende på vilken typ av undergrund som föreligger. Den mest kritiska situationen är i allmänhet vid slutförandet av byggarbetena eller kort därefter. Konsolidering kommer med tiden att öka undergrundens hållfasthet och resulterar därför i lägre erforderlig armeringshållfasthet, vilket visas i Figur 5.2 men samtidigt kommer ev. sättningar i undergrunden att öka dragtöjningarna och därmed också belastningen på armeringen, vilket gör att de gynnsamma effekterna som beror av konsolidering, reduktion av armeringens belastning och ökning av bankens stabilitet inte alltid kan tillgodoräknas.



Figur 5.2 Erforderlig hållfasthet i armeringen

5.2.2 Geometri och grundförhållanden

Låga bankar, 2 meter eller lägre, kan utvärderas på basis av begränsad information om geometri och grundförhållanden (viss information krävs dock). För att utvärdera en tillämpning med en hög armerad bank, krävs att en detaljerad beskrivning görs av geometrin och grundförhållandena, inkluderat information om grundvatten etc. Dessutom måste hänsyn tas till ledningar etc. i marken så att skadliga sättningar kan undvikas.

I Eurokod finns inga partialkoefficienter för geometriska osäkerheter och det är därför nödvändigt att inkludera relevanta toleranser för alla geometriska ingångsdata i dimensioneringen.

Jordens egenskaper bör undersökas noggrant, på så sätt att kritiska stabilitetsproblem kan undvikas.

5.3 DIMENSIONERING I BROTTGRÄNS

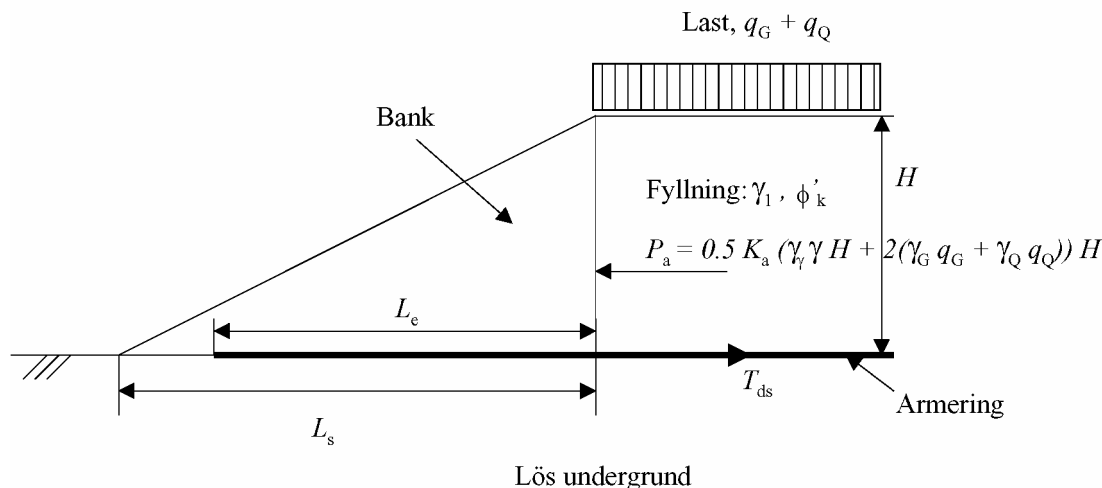
5.3.1 Brottmekanismer

De olika typer av problem som beaktas i brottgränstillstånd är följande:

- bankens lokala stabilitet (se Figur 5.4)
- bankfyllningens säkerhet mot glidning i sidled (se Figur 5.5)
- stabilitet mot utpressning av undergrunden (se Figur 5.6 och Figur 5.7).
- bankens rotationsstabilitet/totalstabilitet (se Figur 5.8)

5.3.2 Dimensionerande värden och dimensionerande laster

Typiska parametrar visas i Figur 5.3 och Tabell 5.1. En konstruktions typiska dimensionerande värden ges av de karakteristiska värdena reducerade med partialkoefficienter enligt Kapitel 2.



Figur 5.3 Typiska parametrar för dimensionering

Tabell 5.1 Typiska parametrar för dimensionering av en konstruktion

Karakteristiskt värde	Partialkoefficient	Dimensionerande värde	Enhet
γ_k - fyllningens/jordens tunghet	$\gamma_\gamma = 1,0$	γ_d	kN/m^3
ϕ_k - friktionsvinkel	$\gamma_\phi (\tan \phi_k)$	ϕ_d	$^\circ$
c_{uk} – odränerad skjuvhållfasthet	γ_{cu}	c_{ud}	kPa
c'_k – kohesionsintercept	$\gamma_{c'}$	c'_d	kPa
q_G, q_Q –överlast	γ_G, γ_Q	q_G, q_Q	kPa

5.3.3 Stegvis dimensionering

De ekvationer som ges här omfattar inte någon riskfaktor så som i ENV 1997-1 (Eurokod 7). Vissa nationella standarder tillämpar emellertid en riskfaktor på antingen lasten eller armeringen och det överläts åt brukaren att inkludera en sådan faktor enligt den standard som används, se även Kapitel 3 med bilaga.

5.3.3.1 Dimensionerande dragkraft (maximal dimensionerande dragkraft i brottgränstillstånd) T_r :

Den dimensionerande kraften (maximal dragkraft i brottgränstillstånd) T_r som skall motstås av armeringen i bankens underkant är den största kraften av:

- a) den maximala dragkraft, T_{ro} som krävs för att motstå brott längs glidytan per längdmeter (se avsnittet om rotationsstabilitet); eller
- b) summan av den maximala dragkraft, T_{ds} som krävs för att motstå glidning per längdmeter (se avsnittet om glidning) och den maximala dragkraft som krävs för att motstå utpressning av undergrunden T_{rf} per längdmeter (se avsnittet om utpressning av undergrunden), (d.v.s. $T_{ds}+T_{rf}$)

Den dimensionerande hållfastheten hos armeringen T_d , bör ej vara mindre än den beräknade dimensionerande kraften T_r (d.v.s. $T_d \geq T_r$).

5.3.3.2 Armeringens förankringslängd

Den erforderliga förankringslängden utanför bankkrönet, L_b , utgör det största värdet av följande tre: L_b , som beror av rotationsstabilitet; L_e , som beror av glidning och L_{ext} , som beror av utpressning av undergrunden. *En god praxis är att installera armeringen hela vägen ut till bankens släntfot, och om så krävs, även lägga armeringen omlott för att ge slänten stabilitet i sidled.*

5.3.3.3 Beräkning av de olika brottmekanismerna

FYLLNINGENS LOKALSTABILITET

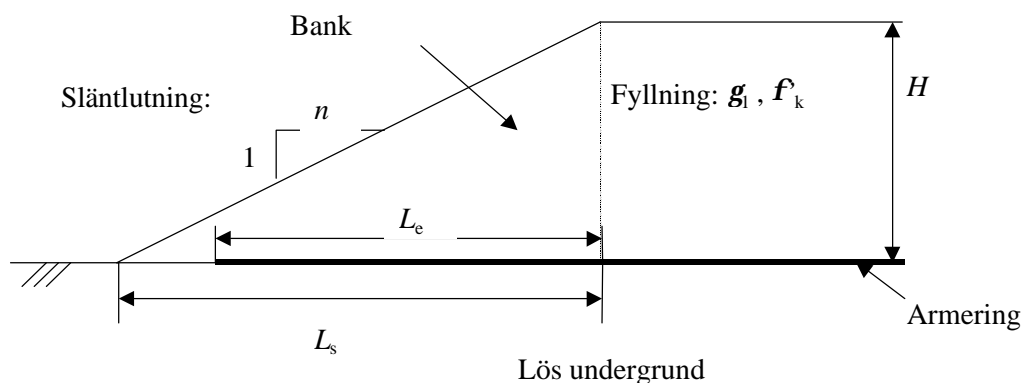
Den lokala stabiliteten för bankens slänt skall kontrolleras enligt, se Figur 5.4:

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

där

$1/n$	är släntlutningen
H	är bankhöjden
L_s	är banksläntens horisontella längd
f'_d	är dimensionerande värde på fyllningens inre friktionsvinkel

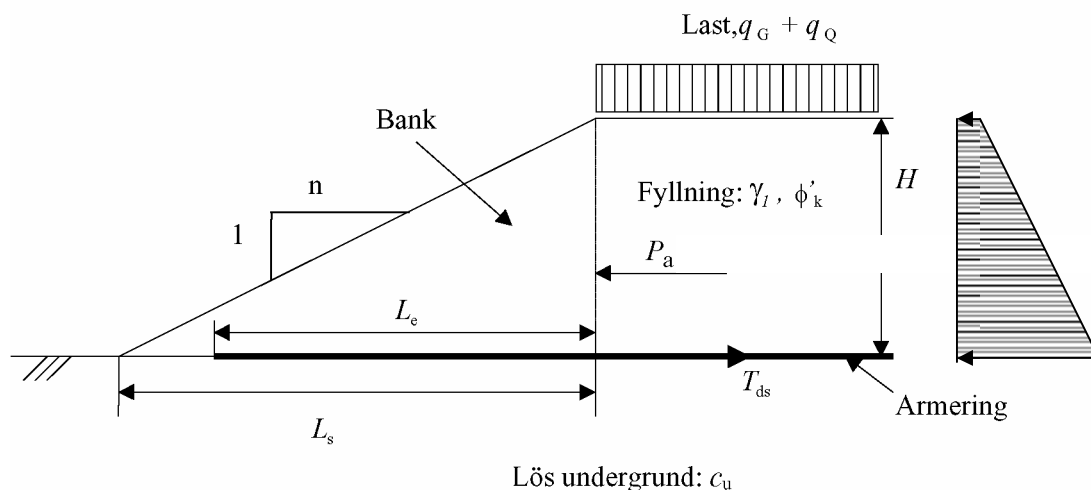
Om inte detta krav kan klaras, måste antingen släntlutningen minskas (d.v.s. n ökas) eller så kan slänten armeras, t.ex. genom att lägga geosynteten (armeringen) omlott (se Kapitel 4).



Figur 5.4 Lokalstabilitet för bank

GLIDNING

Armeringen måste kunna motstå den horisontalkraft som uppstår på grund av glidning (aktivt jordtryck). Den dragkraft i armeringen T_{ds} som krävs för att motstå bankens utåtriktade tryck beräknas enligt Figur 5.5.



Figur 5.5 Stabilitet mot glidning

$$T_{ds} = P_a = 0.5K_a(g_d H + 2(q_{Qd} + q_{Gd}))H \quad (5.2)$$

där

- g_d är bankfyllningens dimensionerande tunghet
- q_{Qd} är dimensionerande lastintensitet från variabel last ovanpå banken
- q_{Gd} är dimensionerande lastintensitet från permanent last ovanpå banken
- b är halva bankens bredd vid bankens bas
 $= (\text{ovandelens bredd})/2 + n * H$.
- H är bankhöjd
- K_{ad} är den aktiva jordtryckskoefficienten, definierad som:

$$K_{ad} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{f_d}{2} \right) \quad (5.3)$$

där

$$f_d = \arctan \left(\frac{\tan f_k}{g_f} \right) \quad (5.4)$$

ERFORDERLIG FÖRANKRINGSLÄNGD FÖR ARMERINGEN:

För att generera dragkraften T_{ds} i armeringen får inte bankfyllningen glida utåt ovanpå armeringen. För att förhindra sådan horisontell glidning skall armeringens förankringslängd L_e minst vara:

$$L_e \geq \frac{0.5K_{ad}H(g_d H + 2(q_{Qd} + q_{Gd}))g_s}{g_d h a' \tan f_{d1}} \quad (5.5)$$

där

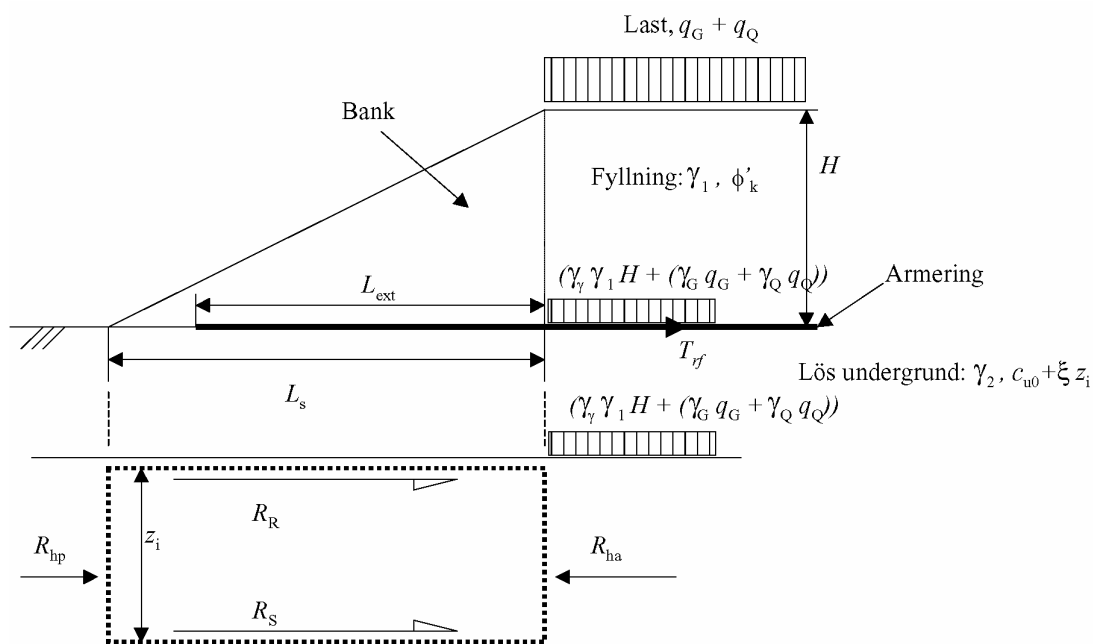
h är fyllningens medelhöjd över armeringens förankring.

$h = H/2$ är ett konservativt antagande och rekommenderas att användas för att kontrollera om en föreslagen släntlutning fungerar (d.v.s. $h = H/2$ för $L_e = L_s$). Det är nödvändigt att tillämpa ett iterationsförfarande på h för att finna den minsta erforderliga förankringslängden.

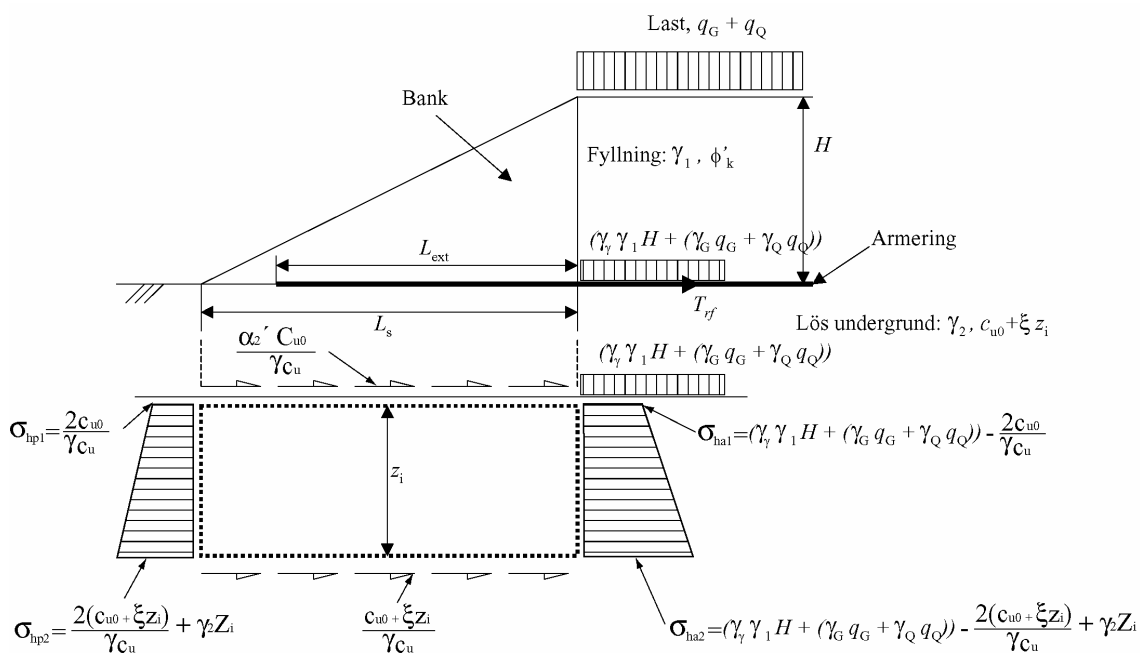
Om beräkningarna ger att $L_e > L_s$ måste antingen släntlutningen minskas (d.v.s. n ökas) eller så måste slänten förstärkas, t.ex. genom att lägga armeringen omlott. *Notera att en flackare slänt kan resultera i ökad mobilisering av den underliggande jorden vid bankens släntfot. Vid väldigt lös undergrund måste risken för utpressning av undergrunden beaktas.*

STABILITET MOT UTPRESSNING AV UNDERGRUNDEN

Bankens geometri orsakar utåtriktade skjuvspänningar i den lösa undergrunden. Där den undergrunden är väldigt lös och har begränsad mäktighet, kan de utåtriktade skjuvspänningarna orsaka utpressning av undergrunden. För att förhindra detta måste banksläntens horisontella längd L_s och förankringslängden L_{ext} vara tillräckligt stora för att kunna mobilisera erforderlig kraft i armeringen (R_R). I Ekvation 5.6 antas att $L_{ext} = L_s$. Ett itereringsförfarande måste tillämpas på undergrundens tjocklek z_i för att finna det största värdet. Eftersom denna typ av brott antas vara möjlig nära släntfoten i den övre delen av undergrunden, se Figur 5.6 och Figur 5.7, rekommenderas att undergrundens tjocklek i beräkningarna begränsas till maximalt $z_{i\ max} = 1,5H$ för släntlutningar inom spannet $1,5 < n < 3,0$.



Figur 5.6 Krafter/kraftspel i analyser av stabiliteten mot utpressning av undergrunden



Figur 5.7 Spänningar i analyser av stabiliteten mot utpressning

$$L_{\text{ext}} \geq \frac{(g_{d1} H + q_{Gd} + q_{Qd} - (4c_{u0d} + 2x_d z_i)) z_i}{(1 + a_2) c_{u0d} + x_d z_i} \geq 0 \quad (5.6)$$

där

z_i	är djupet till den understa glidytan. Om den lösa undergrunden har begränsat djup och konstant odränerad skjuvhållfasthet, <i>d.v.s</i> $x = 0$, sätt då $z_i = t$, där t är den totala mäktigheten hos lagret med lös underliggande jord. Om $x \neq 0$ måste beräkningar göras för olika $z_i < t$ och den största erforderliga längden hos bankslänten L_{ext} hittas.
t	är mäktigheten hos det lösa jordlagret
c_{u0}	är den dimensionerande odränerade skjuvhållfastheten hos undergrunden vid armeringens underkant
x	är dimensionerande ökningen i odränerad skjuvhållfasthet per meter djup under banken
a_2	är samverkansfaktorn för vidhäftning mellan underliggande jord/armering kopplad till c_u . NB! töjningskompabilitet är nödvändig för att erhålla maximal samverkansfaktor (sensitiv jord)
H	är bankhöjden
g_l	är tungheten hos bankfyllningen
q_{Qd}	är dimensionerande lastintensitet för variabel last ovanpå banken
q_{Gd}	är dimensionerande lastintensitet för permanent last ovanpå banken

Erforderlig horisontell längd hos bankslänten L_s och förankringslängd L_{ext} , vid antagandet att $L_s = L_{ext}$, är:

För konstant odränerad skjuvhållfasthet, c_u , fås den maximala förankringslängden för z_i lika med den totala lagertjockleken, t , *d.v.s.* inget iterationsförfarande är nödvändigt. Lägg märke till att vid konstant skjuvhållfasthet, ökar utpressningskraften med ökande lagertjocklek och därmed också den nödvändiga förankringslängden. Notera tidigare gjord rekommendation ”att undergrundens tjocklek i beräkningarna begränsas till maximalt $z_{i\ max} = 1,5H$ för släntlutningar inom spannet $1,5 < n < 3,0$ ”, och att ett medelvärde av skjuvhållfastheten ej skall användas för ett mäktigt jordlager. Detta gäller i synnerhet om skjuvhållfastheten i verkligheten ökar med djupet.

Om beräkningarna ger att $L_{ext} > L_s$, skall släntlutningen minska (*d.v.s.* n ökas).

DRAGKRAFT I ARMERINGEN PÅ GRUND AV UTPRESSNING:

Armeringens maximala erforderliga förankringslängd, L_{ext} (beräknad för $L_{\text{ext}}=L_s$), används för att beräkna den dragkraft, T_{rf} , som genereras per meter bank i armeringen i underkant på grund av utåtriktad skjuvspänning vid grunden, även om L_s eller L_{ext} väljs längre än det maximalt erforderliga värdet:

$$T_{\text{rf}} = a_2 C_{u0d} L_{\text{ext}} \quad (5.7)$$

där

- C_{u0d} är den dimensionerande odränerade skjuvhållfastheten hos undergrunden på armeringens undersida
- L_{ext} är den beräknat erforderliga armeringslängden utanför släntröret
- a_2 är samverkanskoefficienten för vidhäftning mellan underliggande jord/armering kopplad till c_u . NB! töjningskompatibilitet är nödvändig för att erhålla maximal samverkansfaktor (sensitiv jord)

Om emellertid den faktiska, valda släntröret är väsentligt längre än den erforderliga, kan Ekvation 5.7 vara konservativ. Säkerhetsnivån i den lösa jorden, g_{cu} , ökar med ökande släntröret, L_s . Inga enkla beräkningsmetoder finns tillgängliga för närvarande och för mer tillförlitliga beräkningar rekommenderas datoranalys (t.ex. FEM).

ROTATIONSSTABILITET

Fyllningens stabilitet kan analyseras med en konventionell cirkulär cylindrisk metod, t.ex. enligt Janbu m.fl. (1956). Ett konventionellt datorprogram kan användas (vilket rekommenderas). Janbu m.fl. ger följande ekvation (anpassade till partialkoefficientsberäkningar):

$$F_+ = \frac{R \sum \left(\frac{c_d + (p-u) \tan f_d}{m_a} \Delta x \right)}{-T_{Rc} \cdot a_T + \sum \Delta W \cdot x} \quad (5.8)$$

där

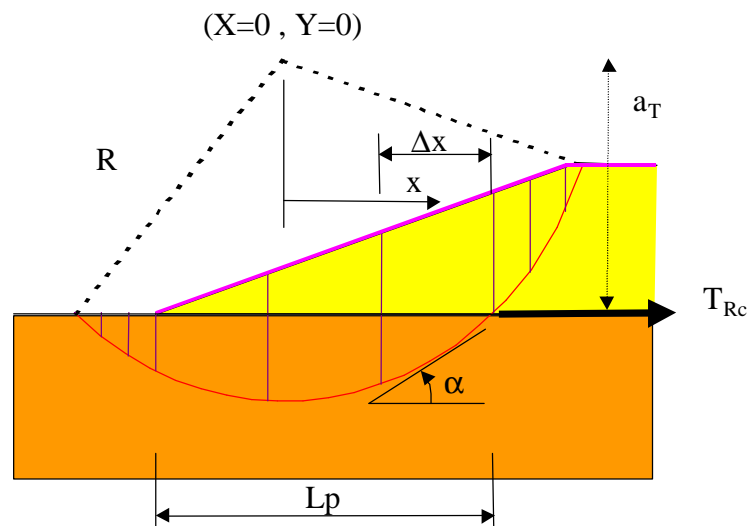
$$m_a = \cos a (1 + \tan a \tan f_R / F_+) \quad (5.9)$$

och

- R är radien hos den cirkulära glidyta
- ΔW är tyngden hos varje strimla, inklusive last, och inklusive partialkoefficienterna γ , γ_G och γ_Q .

c_d i fyllningen: $c_d = c' / g_c$ är dimensionerande kohesionsintercept

	i underliggande jord: $c_d = C_u / g_{Cu}$ är dimensionerande medelskjuvhållfastheten längs med glidyta
$\tan\phi_d$	i fyllningen: $\tan\phi_d = \tan\phi_k / g_f$ är den dimensionerande inre friktionsvinkeln
p	i underliggande jord: $\tan\phi_d = 0$ (för odränerad analys) är medelvertikaltrycket vid skjuvningsytan (egentygnd $\gamma_M 1,0$, trafiklast påverkar ej)
u	är medelportrycket vid skjuvningsytan
T_{Rc}	dragkraften som krävs i armeringen för att upprätthålla stabilitet
a_T	är hävarmen
F_+	är marginal på säkerhetsfaktorn (inte en totalsäkerhetsfaktor)



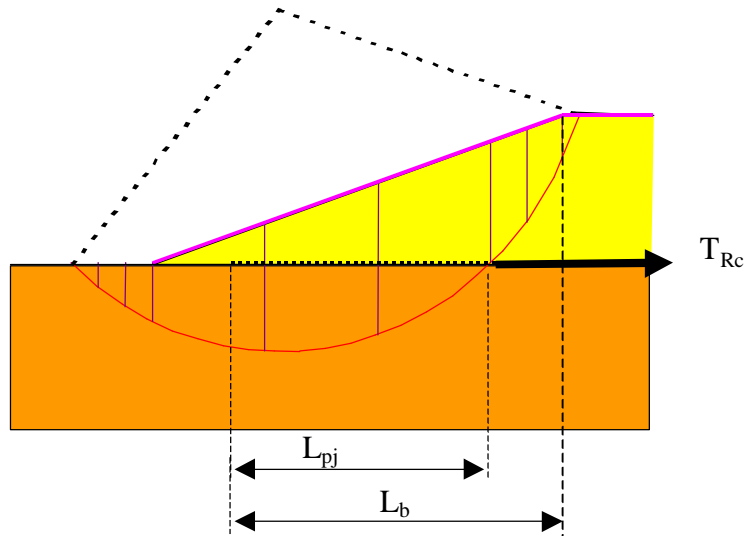
Figur 5.8 Analys av cirkulär glidyta

Först görs iterationer med $T_{Rc} = 0$ för att hitta den kritiska glidyta. Den beräknade F_+ utgör en reservfaktor för hållfastheten (inte en sammanslagen säkerhetsfaktor). Om det visar sig att $F_+ \geq 1$ för $T_{Rc} = 0$, är slänten stabil och har den erforderliga säkerheten.

Om $F_+ < 1$, måste det erforderliga T_{Rc} beräknas för att säkerställa stabiliteten, d.v.s. att uppfylla $F_+ = 1$. Det resulterande T_{Rc} måste vara lägre än armeringens dimensionerande hållfasthet.

ARMERINGENS ERFORDERLIGA FÖRANKRINGSLÄNGD FÖR ATT STABILISERA GLIDYTAN.

Armeringen skall ha tillräcklig förankring hos den intilliggande jorden för att säkerställa att de erforderliga T_{Rc} dragkrafterna kan genereras. Den nödvändiga förankringslängden för armeringen, L_{pj} , beräknas enligt Ekvation 5.10.



Figur 5.9 Erforderlig förankringslängd, L_{pj} , och förankringslängd utanför bankkrönet, L_b .

$$L_{pj} \geq \frac{g_p(T_{Rc})}{g_d h a'_{k1} \tan f_{d1} + a'_{k2} c_{ud2}} \quad (5.10)$$

h är fyllningens medelhöjd över armeringens förankring (L_{pj}).

Förankringslängden beroende av friktionsvinkeln hos materialet under armeringen, (f_{d2}), bör också beräknas, Ekvation 5.11. Om både f_{d2} och c_u bestäms, skall det högre värdet av Ekvation 5.10 och 5.11 användas.

$$L_{pj} \geq \frac{g_p(T_{Rc})}{g h (a'_{k1} \tan f_{d1} + a'_{k2} \tan f_{d2})} \quad (5.11)$$

För att finna den minsta erforderliga förankringslängden, bör förankringslängden utanför bankkrönet, L_b , beräknas för varje glidyta med $T_{Rc} > 0$, se Figur 5.9. Det minsta avståndet till släntfoten skall användas. *Notera att det inte nödvändigtvis inte är den glidyta som kräver den största T_{ds} som ger den största L_b .*

5.4 DIMENSIONERING I BRUKSGRÄNS

De olika problemtyperna som beaktas i bruksgränstillståndet är följande:

- sättning i undergrunden
- orimligt kraftig töjning i armeringen

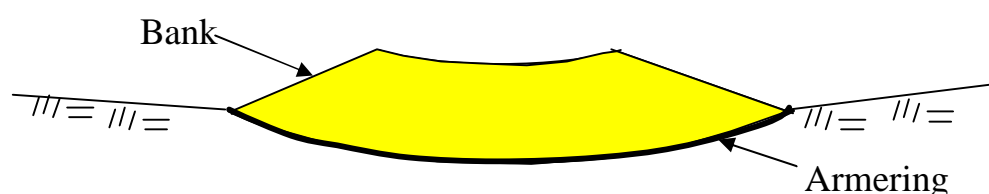
5.4.1 Sättningar i undergrunden

Armeringen allena har ingen avgörande inverkan på bankens sättningar. Därför kan sättningsanalyser utföras med konventionella metoder som baseras på effektivspänning och sättningsmodul.

Sättningar i undergrunden kan orsaka töjning och därmed belastning i armeringen.

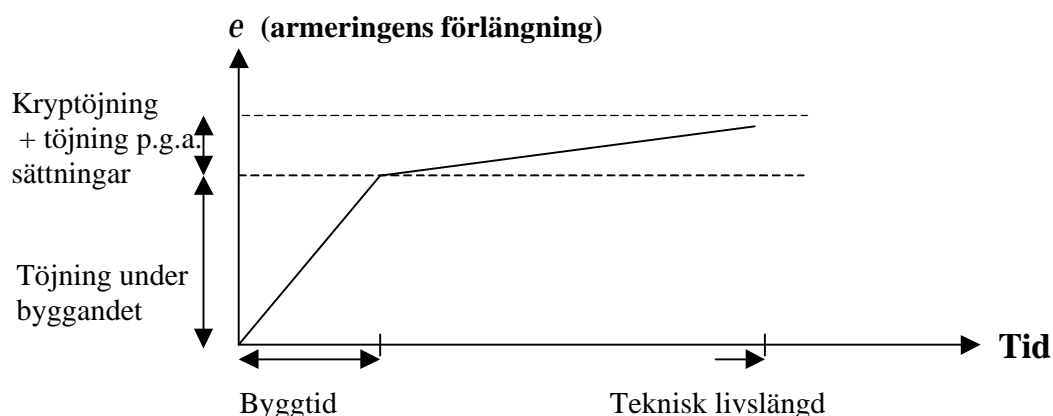
5.4.2 Töjning i armeringen

Töjningen i armeringen styrs av de påförda lasterna, se Figur 5.10. Sättningar i undergrunden liksom byggarbeten kan också förorsaka töjning i armeringen, men den är svår att kvantifiera. Numerisk analys kan användas för att bättre kunna uppskatta bankens faktiska beteende.



Figur 5.10 Armeringstöjning, bruksgränstillstånd

Den töjning som utvecklas bör inte överstiga de värden som bestämts utifrån beaktanden i bruksgränstillstånd, se Figur 5.11. Generellt är det inte kritiskt om den totala töjningen inklusive kryptöjning uppgår till 10 procent ur ett långtidsperspektiv. Den totala töjningen, inklusive töjning efter uppförandet så som kryptöjning och töjning p.g.a. sättningar, skall under den tekniska livslängden ej överstiga 70 procent av brotttöjningen för den aktuella armeringen.



Figur 5.11 Töjning under byggandet och kryningsptöjning

Om undergrunde består av spröd jord (t.ex. kvicklera) bör armeringens töjning vid brott (inklusive kryptöjning) begränsas till maximalt 4 procent för att säkerställa kompabilitet med omgivande jord.

5.5 BESTÄNDIGHET

I de flesta fall kommer skjuvhållfastheten i underliggande jord att öka under den konsolidering som sker efter uppförandet. Armeringen behöver därför inte vara nödvändig ur ett långtidsperspektiv. Det är dock vanligt att säkerställa att erforderlig draghållfasthet finns tillgänglig under hela den tekniska livslängden.

5.6 UTFÖRANDE, KVALITETSKONTROLL OCH UPPHANDLING

Denna vägledning behandlar utförande, kvalitetskontroll och upphandling i följande kapitel:

- utförande: Kapitel 8
- kvalitetskontroll: Kapitel 9
- upphandling: Kapitel 10

Vad avser en specifik dimensionering, rekommenderas att eventuella oklarheter vad gäller projektansvar, utförande och kvalitetskontroll klart definieras i kontraktet.

Kapitel 6

Bank på förstärkt jord (armerad bankpålning)

6.1 INLEDNING

Armering användas i bankfyllningens nedre delar hos bankar på förstärkt jord. Det är viktigt att klargöra syftet med armeringen innan dimensioneringen påbörjas.

6.1.1 Armeringens funktion

Armering ovan kalk-cementpelare kan ha två funktioner. För **mjuka pelare** är funktionen att förhindra glidning. Beräkningarna kan närapå utföras enligt Kapitel 5, men ett komplement måste till med tanke på kalk-cementpelarnas förmåga att motstå glidning. Lasten bärs av både pelarna och jorden mellan dessa, vilket innebär att det blir en liten skillnad mellan pelarnas deformation och jordens sättningar. Detta får till resultat att det endast blir i en liten töjning i armeringen och i och med detta är den lastupptagande effekten i vertikalled mycket liten. Vid dimensionering av kalk-cementpelare måste såväl sättningar som glidning beaktas. För de fall där sättningarna är dimensionerande för pelarnas centrumavstånd och dessutom ger en säker konstruktion ur stabilitetssynpunkt, så är armering inte nödvändig.

För **styva pelare**, se Figur 6.1, kan funktionen hos armeringen vara både att förhindra att banken sätter sig och att förhindra glidning. I detta fall är funktionen den samma som för **armerad bankpålning** och beräkningar kan göras enligt detta kapitel. Övriga delar av kapitlet visar endast metoden för armerad bankpålning, men kan användas på liknande sätt för styva pelare.

6.1.2 Armerad bankpålning

Valvverkansseffekten mellan pålplattorna reducerar lastandelen som tas upp av armeringen och överför banklasten till pålarna. Huvudsyftet med armeringen ovan bankpålningen är att förhindra sättningar av jorden mellan pålplattorna.

I de nordiska länderna installeras pålar ofta med en viss lutning, exempelvis 4:1 under bankslänter för att ge stöd i sidled. Bruket av armering är ofta en ekonomiskt fördelaktig metod som möjliggör att pålplattornas storlek kan minskas och eventuellt också att lutande pålar kan undvikas.

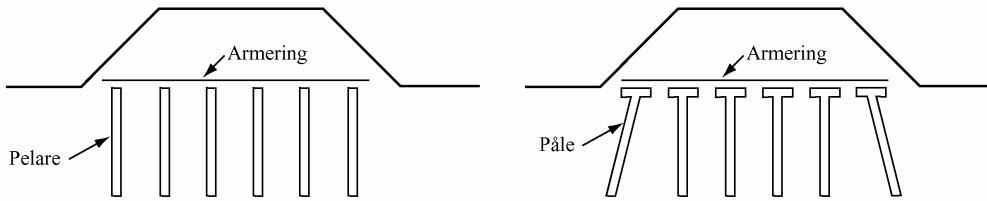
6.1.3 Beräkningsprinciper

För armerad bankpålning finns olika beräkningsmodeller som kan användas vid dimensionering. I Sverige har en jämförelse gjorts mellan British Standard BS 8006 (1995) och modellen i denna vägledning. Resultaten visade att den föreslagna modellen ger bättre överensstämmelse med finita element-beräkningar för den platttäckningsgrad som normalt används i Sverige än modellen i BS 8006, Rogbeck m.fl. (referenser från 1995-2000). I Norge har stiftelsen SINTEF också en modell för dimensionering, Svanø m.fl. (2000). Resultaten från den metoden är jämförbara med den föreslagna modellens resultat när hänsyn har tagits till den föreslagna modellens begränsningar.

Om bankpålningen utförs med vertikala pålar istället för lutande så är syftet också att förhindra glidning i sidled. I detta kapitel är beräkningarna relaterade till syftet att förhindra sättningar och glidning i sidled. Om armeringen även används för att kontrollera stabilitet, utförs beräkningar för detta enligt Kapitel 5. Detta kapitel redogör för dimensioneringen av armeringen. Pålar och pålplattor dimensioneras enligt nationella regler. I dimensioneringen används lastfall C enligt ENV 1991-1, se Kapitel 3 för mer information.

Det finns modeller som beräknar armering i flera lager. Det är då viktigt att ta hänsyn till att töjningarna skiljer sig åt i de olika lagren.

Modellen i den här vägledningen har använts för dimensionering med geosyntetisk armering. Den kan vara tillämpbar även för stålarmring, men det finns ingen dokumenterad praktisk erfarenhet av detta.



Figur 6.1 Styva pelare och bankpålning med armering vid bankens underkant

6.2 SÄRSKILD INFORMATION SOM KRÄVS FÖR DIMENSIONERING

Konstruktionens säkerhetsnivå är avhängig noggrannheten i informationen om jord, fyllning, grundvattenförhållanden, portryck, laster, armering, teknisk livslängd etc.

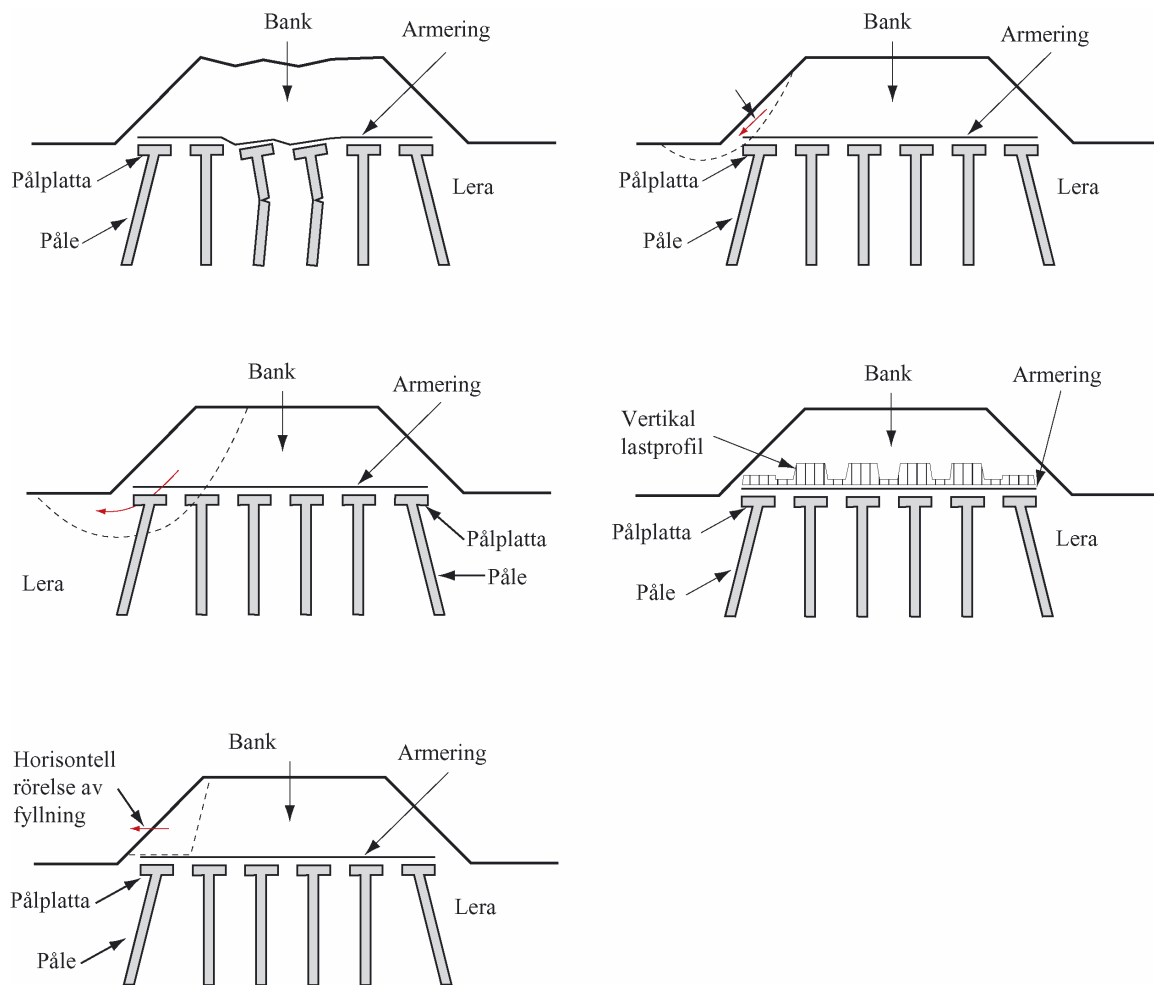
Ytterligare information om materialegenskaper ges i Kapitel 2. Ekvationerna för dimensionering utgår från partialkoefficientmetoden, vilken beskrivs generellt i Kapitel 3. Nedan beskrivs de parametrar som krävs för dimensionering av armerad bankpålning.

6.3 DIMENSIONERING I BROTTGRÄNSTILLSTÅND

Principerna för gränstillståndsdimensionering definieras i ENV 1991-1 och andra nationella standarder. Gränstillståndsdimensionering baseras på partialkoefficienter som tillämpas på laster, armeringsegenskaper och geotekniska parametrar.

6.3.1 Brottmekanismer

De brottgränstillstånd som beaktas är pålgruppskapacitet, pålgruppens utsträckning, bankpålningens totalstabilitet, överföring av vertikallast till pålplattorna samt bankfyllningens stabilitet i sidled, se Figur 6.2. Pålgruppskapacitet, pålgruppens utsträckning och bankpålningens totalstabilitet bör behandlas enligt nationella regler. Glidning är bara relevant om vertikala pålar används under bankslätten. Beräkningar avseende glidning och överföring av vertikallast till pålplattorna visas i detta kapitel.



Figur 6.2 Brottgränstillstånd för armerad bankpålning

6.3.2 Dimensionerande värden och dimensionerande laster

Vanliga dimensionerande parametrar för en konstruktion ges av de karakteristiska värdena reducerade med partialkoefficienter enligt Kapitel 2. Vanliga parametrar för dimensionerande värden och laster visas i Tabell 6.1.

Tabell 6.1 Dimensionerande parametrar för en konstruktion.

Karakteristiska parameter	Partial-koefficient	Dimensionerande parameter	Enhet
γ_k –fyllningens/jordenstunghet	$\gamma_\gamma = 1,0$	γ_d	kN/m^3
ϕ_k - friktionsvinkel	$\gamma_\phi (\tan \phi_k)$	ϕ_d	°
q_G, q_Q –last	γ_G, γ_Q	q_G, q_Q	kPa

6.3.3 Partialkoefficienter

Ekvationerna för dimensionering utgår från partialkoefficientmetoden för att ge konstruktionen en betryggande säkerhet mot kollaps. Principen beskrivs i Kapitel 3.

I denna tillämpning utgör armeringens krypbeteende en mycket viktig parameter när det handlar om att förhindra sättningar efter byggtiden. Armeringen skall därför utvärderas på ett riktigt sätt baserat på de karakteristiska som tillhandahålls av leverantören, oberoende forskningsinstitut eller nationella certifieringsorgan etc., se Kapitel 2. Den karakteristiska långtidshållfastheten bör utvärderas medelst krypförsök som utförs över lång tid, vilket ger värden som kan användas direkt utan reduktion (krypfaktor $\gamma_1 = 1.0$).

Partialkoefficienter för skador under anläggningstiden kan bestämmas genom försök på armering och jordmaterial. Normalt utförs försöken för en viss armering i olika typjordar. Det finns ingen Europastandard för denna typ av försök, så konstruktören måste bedöma om den använda metoden ger tillförlitliga resultat för dimensionering. Vid komplexa projekt där inte denna typ av tester tidigare utförts kan det vara av intresse att utföra tester på materialen i det specifika projektet. Om information saknas för den aktuella armeringen och jorden, kan typiska erfarenhetsbaserade värden användas, se Kapitel 2.

6.3.4 Modellens begränsningar

Modellen antar att en valvverkan uppträder och att armeringen deformeras vid belastning. Modellen baseras på armering installerad i ett lager, men en approximation ges för armering i två lager. Armeringens verkan blir bäst om den placeras så nära pålplattorna som möjligt, men den skall av praktiska skäl vara ca 0,1 m ovanför pålplattorna. För att kunna säkerställa att deformationerna i bankens överyta inte blir för stora, bör bankhöjden vara minst 1,2 gånger så stor avståndet mellan pålplattorna. Annorlunda uttryckt är detta samma sak som att det maximala avståndet mellan pålplattorna ej skall vara större än $0,8 \cdot H$. Platttäckningsgraden skall vara minst 10 procent.

Modellen antar att valvets toppvinkel är 30° och armeringens hållfasthet har visat sig vara jämförbar med resultat från finita elementberäkningar när fyllningens friktionsvinkel är 35°. För större friktionsvinklar är den erforderliga hållfastheten i armeringen lägre än den beräknade i denna modell.

Det rekommenderas att armeringens initialtöjning uppgår till maximalt 6 procent och att den tidsberoende töjningen efter byggtiden och under hela konstruktionens livslängd tillåts bli max 2 procent. Samma E-modul används i både brottgränstillstånd och bruksgränstillstånd. Töjningen måste kontrolleras för den specifika produkten och jämföras med den dimensionerande hållfastheten vid den valda töjningen. Den totala töjningen skall under den tekniska livslängden inte överstiga mer än 70 procent av brotttöjningen för den aktuella armeringen.

Toleransen för centrumavståndet mellan pålarna måste beaktas och det dimensionerande avståndet skall väljas som det värsta fallet med avseende på de accepterade toleranserna.

Om mer än ett armeringslager eller lägre bankhöjd än restriktionen i modellen övervägs, rekommenderas att finita elementberäkningar utförs.

Den föreslagna analytiska beräkningsmodellen bedöms vara rimlig om det finns en risk för att hålrum bildas under armeringen, en framtida förändring av lastsituationen genom t.ex. grundvattensänkning. Vid dimensionering med den föreslagna analytiska modellen tas inte hänsyn till det stöd från undergrunden som jorden mellan pålplattorna får, men denna effekt kan vara avsevärd. Om mer komplexa situationer betraktas, kan ekonomiskt mer gynnsamma lösningar hittas om finita elementberäkningar används för att modellera det komplexa samverkansbeteendet.

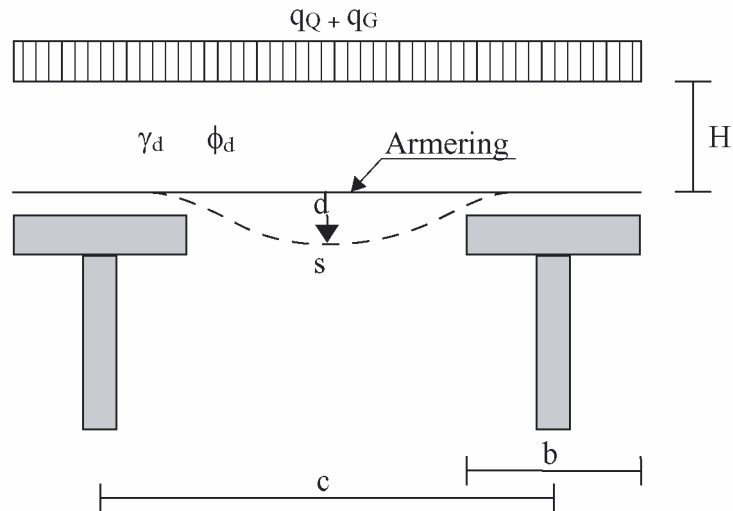
6.3.5 Stegvis dimensionering

Nedanstående beräkningar avser dimensionering av armeringen med hänsyn till horisontalkraftens storlek och vertikal lastöverföring. Glidning p.g.a horisontalkraft är endast aktuell om vertikala pålar används under bankslänterna. Lokalstabiliteten för bankslänten utanför pålplattorna skall kontrolleras enligt Kapitel 5. Figur 6.3 visar beteckningarna som används i beräkningsmodellen.

Beteckningar som används i kapitlet:

H bankhöjd (m)

- c centrumavstånd mellan pålarna (m)
- b pålplattornas kantlängd (m)
- d geosyntetens nedböjning (m)
- s båglängd (m)



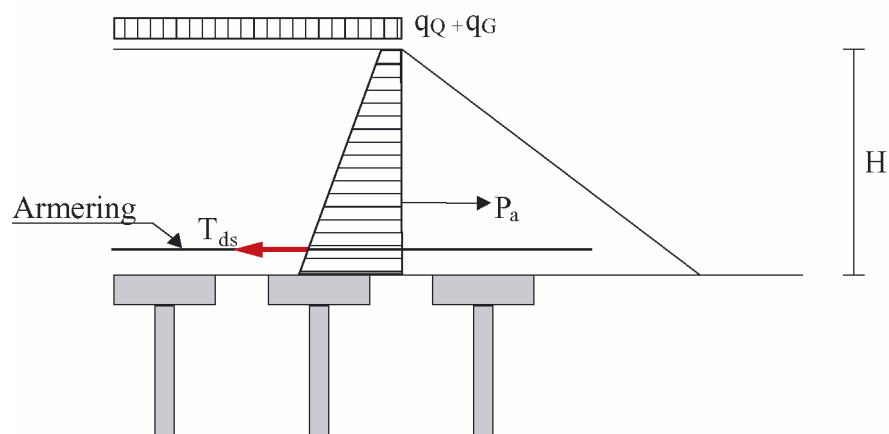
Figur 6.3 Beteckningar som används i beräkningsmodellen.

6.3.5.1 Dimensionering för horisontalkraft

Om vertikala pålar används under bankslänten istället för lutande pålar, se Figur 6.4, kan dragkraften i armeringen beräknas på samma sätt som beskrivs i Kapitel 5, den kraft som krävs för att motstå glidning, tillika det aktiva jordtrycket:

$$T_{ds} = P_{ad} = 0.5K_{ad}(g_{1d}H + 2(q_{Qd} + q_{Gd}))H \quad (6.1)$$

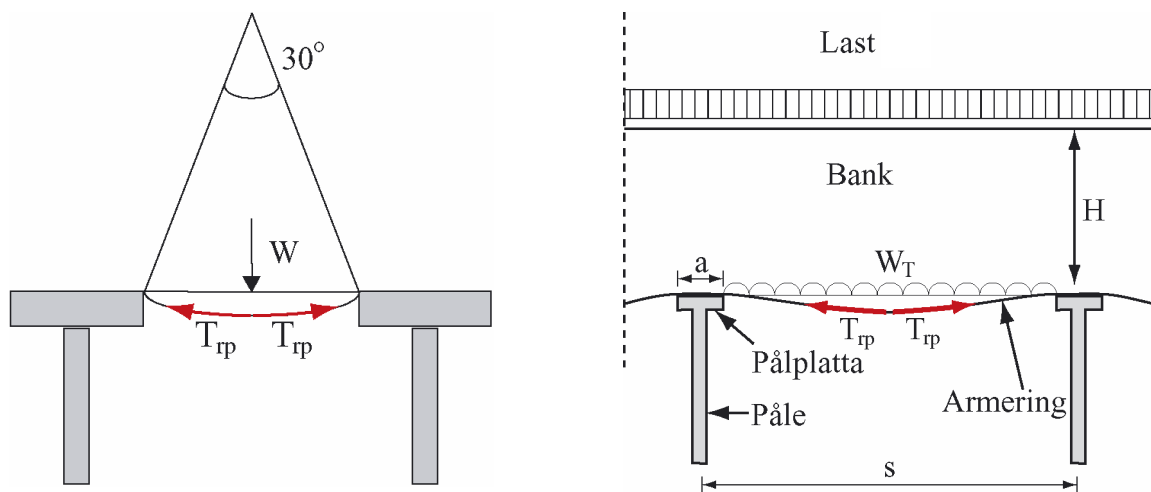
$$K_{ad} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi_d}{2}\right) \quad (6.2)$$



Figur 6.4 Horisontalkraft i armering vid vertikala pålar under bankslänt.

6.3.5.2 Dimensionering av vertikal lastöverföring

Metoden bygger på att ett valv bildas mellan pålplattorna, vilket leder lasten till pålplattorna. Tvärsnittsarean av jorden under valvet, vilken motsvarar den last som upptas av armeringen, kan approximeras med den jordkil som visas i Figur 6.5. Detta gäller även om bankhöjden är lägre än $(c-a)/2 \tan 15^\circ$, vilken är jordkilens höjd. Initialtöjningen i armeringen bör vara maximalt 6 procent eller mindre om det finns risk för att den maximala gränsen för kryptöjningen på 2 procent överskrids. Den totala töjningen får inte överstiga 70 procent av brottöjningen för den aktuella armeringen.



Figur 6.5 Jordkilen som bärs av armeringen.

Jordkilens tyngd, W , enligt Figur 6.5 är:

$$W_{2Dd} = \frac{(c-b)^2}{4 \cdot \tan 15^\circ} \cdot g_d = 0,93(c-b)^2 \cdot g_d \quad \text{kN per längdmeter} \quad (6.3)$$

Den tredimensionella verkan uppskattas genom en lastfördelning där lasten fördelas över ytan enligt Figur 6.6, och tas upp av armeringen utmed pålplattans kant. Armeringen överför lasten till pålplattorna. Jordens tyngd i tre dimensioner, W_{3D} , beräknas enligt följande:

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

Längden av den båge som uppstår när armeringens böjs ner av jordkilens tyngd, kan beräknas enligt följande:

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

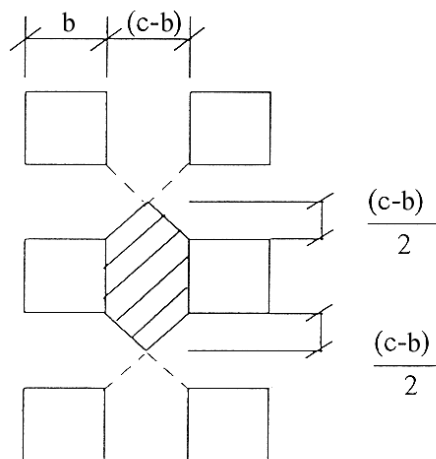
där nedböjningen, d , beror av den valda töjningen i armeringen, ϵ , enligt nedan:

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

Konstrutören bör bestämma om den beräknade nedböjningen är acceptabel. Normalt ger en acceptabel töjning en acceptabel nedböjning. I de fall där armering har använts vid bankpålning i Sverige, har nedböjningen beräknats till att vara av storleksordningen 0,1 - 0,2 m. Om armeringen kombineras med styva pelare kan nedböjningen vara större än 0,1 - 0,2 m för acceptabel töjning. Det finns ingen praktisk erfarenhet i de nordiska länderna för att visa att en större nedböjning kan tolereras.

Kraften, T_{rp3D} , i armeringen som beror på den vertikala lasten i tre dimensioner, enligt Figur 6.5 och Figur 6.6, beräknas med ekvationen:

$$T_{rp3D} = \frac{W_{3Dd}}{2} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6e}} \quad (6.7)$$



Figur 6.6 Lastfördelning för att uppskatta kraften i det tredimensionella fallet.

6.3.5.3 Dimensionering av totala kraften

Kraften som beror på glidning är ett tvådimensionellt fall och det tredimensionella beteendet beräknas därför inte. Den totala kraften i armeringen, T_{tot} , är:

$$T_{tot} = T_{ds} + T_{rp3D} \quad (6.8)$$

Om den kraft, T_{Rc} , från beräkningen av rotationsstabiliteten enligt Kapitel 5 visar sig vara större än T_{ds} , så är T_{tot} summan av T_{Rc} och T_{rp3D}

I beräkningarna måste hållfastheten hos armeringens sömmar/skarvar beaktas. Om armeringen läggs med överlappning istället för sömmar, kan beräkningsmetoderna för glidning i bankens tvärriktning och utdrag i detta kapitel användas. I så fall måste friktionen mellan armeringslagren i överlappet tas i beaktande.

6.3.5.4 Dimensionering av armering

Två principer gäller för dimensionering av armeringen:

- armeringen skall under konstruktionens livslängd inte uppvisa dragbrott
- vid slutet av konstruktionens tekniska livslängd skall armeringens töjningar inte överstiga ett föreskrivet värde

Armeringens dimensionerande hållfasthet, T_d , utgör det lägsta värdet av de följande:

$$T_d = T_{cr} \cdot h_1 \cdot h_2 \cdot h_3 \quad (6.9)$$

eller

$$T_d = T_{cs} \cdot h_1 \cdot h_2 \cdot h_3 \quad (6.10)$$

där

T_{cr} det högsta värdet för krypbrotthållfastheten vid aktuell temperatur

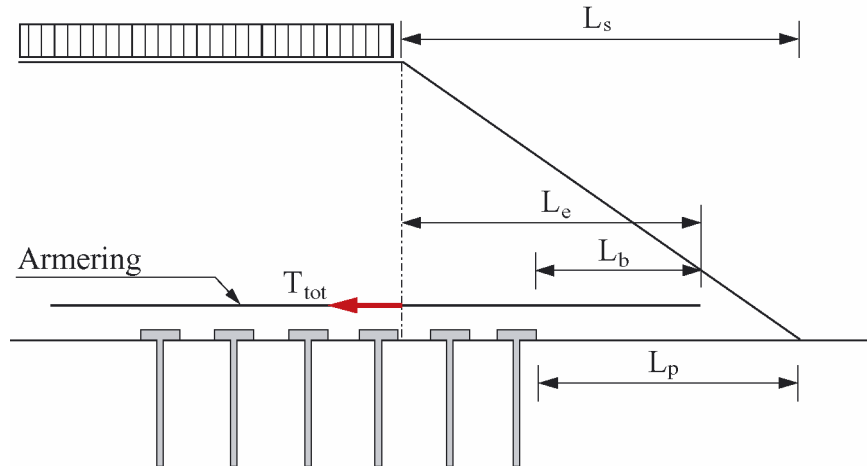
T_{cs} medeldraghållfasthet med beaktande av kryptöjningar vid aktuell temperatur h enligt kapitel 2

Armeringens dimensionerande hållfasthet bör vara större än den totala erforderliga hållfastheten som erhålls från beräkningarna, $T_d > T_{tot}$. Beräkningsmodellen grundas på ett enda armeringslager. Om två armeringslager används rekommenderas att de utläggs i varandras närhet. Dock skall de ej läggas direkt ovanpå varandra på grund av minskad friktion; avståndet kan exempelvis vara 0,1 m. Den erhållna dimensionerande hållfastheten kan approximativt väljas till 40 procent högre än vad som framräknats för ett lager. Om mer optimalt ekonomiska lösningar eftersträvas med två armeringslager, rekommenderas att finita elementberäkningar utförs.

Beroende på bankhöjden måste armeringens frostbeständighet beaktas.

6.3.5.5 Dimensionering av armeringens förankringslängd

Armeringen måste ha tillräcklig förankring i fyllningen utanför den pålade arean och alla vertikala sektioner bör verifieras. För att erhålla erforderlig förankringslängd, illustrerat i Figur 6.7, på grund av glidning och utdragskraft i bankens tvärled, kan armeringslängden bestämmas utifrån nedanstående beräkningar.



Figur 6.7 Förankringslängd på grund av glidning och armeringens utdragslängd

FÖRANKRINGSLÄNGD P.G.A GLIDNING I BANKENS TVÄRRIKTNING

Förankringslängd, L_e , med hänsyn till glidning i bankens tvärriktning enligt Figur 6.7 kan beräknas som:

$$L_e \geq \frac{T_{ds} \cdot g_s}{g_d h a \tan f_d} \quad (6.11)$$

$$L_e \geq \frac{0.5K_{ad} H (g_d H + 2(q_{Qd} + q_{Gd})) g_s}{g_d h a \tan f_d} \quad (6.12)$$

där

- h medelhöjd av fyllningen över armeringen
- h $H/2$ är ett konservativt antagande och rekommenderas att användas för att bestämma om en föreslagen släntlutning är tillfredsställande (d.v.s. $h=H/2$ för $L_e = L_s$). En iterering med h är nödvändig för att bestämma den minsta erforderliga förankringslängden mer exakt.

Om beräkningen ger att $L_e > L_s$, flackas antingen slänten ut eller så armeras den genom exempelvis omlottvikning.

FÖRANKRINGSLÄNGD P.G.A UTDRAGSKRAFT I BANKENS TVÄRRIKTNING

Förankringslängd, L_b , på grund av utdragskraft i bankens tvärriktning, se Figur 6.7, beräknas enligt:

$$L_b \geq \frac{(T_{rp3D} + T_{ds})g_p}{g_d h(a_1 \tan f_{d1} + a_2 \tan f_{d2})} \quad (6.13)$$

där

$\tan\phi_{d1}$	friktionsvinkel på översidan av armeringen
$\tan\phi_{d2}$	friktionsvinkel på undersidan av armeringen
h	fyllningens medelhöjd över armeringen

Motsvarande erforderlig förankringslängd i bankens längdriktning kan beräknas med samma ekvation, men där $T_{ds}=0$.

Om det inte är möjligt att uppnå erforderlig förankringslängd föreslås här några lösningar:

- flackare slänter
- omlottvikning av armeringen
- användning av en rad gabioner som "mothåll" med armeringen vikt runt dessa

6.4 DIMENSIONERING I BRUKSGRÄNSTILLSTÅNDET

I bruksgränstillståndet måste hänsyn tas till kraftiga töjningar i armeringen samt till sättningar hos den pålade banken. Brottgränstillståndet kommer att vara dimensionerande för armeringens draghållfasthet när armeringens töjning begränsas i beräkningarna.

6.5 BESTÄNDIGHET

Valet av armering måste göras så att den erforderliga draghållfastheten existerar under hela den tekniska livslängden. Polyester är känsligare för pH-värden högre än 9 än andra polymerer. Hänsyn till detta måste tas när armeringen läggs ovanpå pålplattorna.

6.6 UTFÖRANDE, KVALITETSKONTROLL OCH UPPHANDLING

Denna vägledning behandlar utförande, kvalitetskontroll och upphandling i följande kapitel:

- utförande: Kapitel 8
- kvalitetskontroll: Kapitel 9
- upphandling: Kapitel 10

Vad avser en specifik dimensionering, rekommenderas att eventuella oklarheter vad gäller projektansvar, utförande och kvalitetskontroll klart definieras i kontraktet.

Kapitel 7

Jordspikning

Huvudprinciperna för dimensionering är likartade för en schaktad slänt med jordspikar och en naturlig slänt förstärkt med jordspikar. Det finns dock vissa skillnader och därför har de två fallen behandlats separat i olika delkapitel.

7.1 SCHAKTAD SLÄNT MED JORDSPIKAR

Dimensioneringen av en schaktad slänt med jordspikar består av följande steg:

1. val av jordspikarnas dimension, längd, typ och inbördes avstånd, vilket vanligtvis baseras på en analys av yttre och inre stabilitet (dimensionering i brottgränstillståndet)
2. jämförelse mellan acceptabel deformation och förväntad deformation (dimensionering i bruksgränstillståndet)
3. dimensionering av fasad
4. dimensionering av dränering
5. krav på beständighet för spikarna och fasaden
6. beaktande av konstruktionens anpassning till omgivningen

De olika stegen diskuteras vidare nedan.

7.1.1 Särskild information som krävs för dimensioneringen

Dimensioneringen av en jordspikad konstruktion baseras på information om jord, grundvattenförhållanden, laster, geometri och system för jordspikningen.

Information om jordlagerföljden och varje lagets egenskaper är viktig för dimensioneringen. De geotekniska grundundersökningarna bör vara tillräckligt omfattande för att kunna garantera att jordens lagerföljd och egenskaper på platsen kan bestämmas i enlighet med kraven i ENV 1997-1. Det är av särskild vikt att lägga märke till jordlager med olika jordegenskaper.

En av de viktigaste parametrarna för dimensioneringen är platsens grund- och ytvattenförhållanden. Om problematiken med vatten försummas kan detta resultera i konstruktionsbrott.

Liksom för alla andra typer av konstruktioner kan en konstruktion med jordspikar utsättas för ett antal olika laster och lastkombinationer. Följande laster bör beaktas, om de är tillämpliga:

- permanent last
- variabel last
- seismisk last (olyckslast)

För schaktade slänter är både den slutliga geometrin och geometrin för varje schaktsteg ett resultat av dimensioneringen. Beställarens krav på murens höjd och utbredning utgör ingångsdata för dimensioneringen.

På basis av information om teknisk livslängd, grundförhållanden och geometri, föreslås ett lämpligt system för jordspikning. För att kunna slutföra dimensioneringen behövs information om armeringselementens hållfasthet, installationsteknik, beständighet, jordspikarnas geometri samt utdragskapacitet.

I Kapitel 2 beskrivs de olika materialen vidare och lämpliga krav diskuteras. I Tabell 7.1 sammanfattas den nödvändiga information som behövs för de olika stegen i dimensioneringen.

Vid byggnation i stadsmiljö är det viktigt att känna till hur omgivande konstruktioner är grundlagda och om det finns installationer i marken som skulle kunna hindra jordspikningen.

Tabell 7.1 Information som behövs för dimensioneringen

Dimensioneringssteg	Information om jorden (ϕ , γ_c , C_{ub} , w_l)	Elektrokemisk information jorden (pH, resistivitet, klorider)	Grundvatten (gw, pp) och ytvatten	Laster	Geometri för slänten	Jordspikssystem (hållfasthet, installationsteknik)
Brottgränstillstånd	X		X	X	X	X
Bruksgränstillstånd	X			X	X	
Fasad	X		X	X	X	
Dränering	X		X	X	X	
Beständighet	X	X	X			X
Estetisk anpassning					X	

7.1.2 Dimensionering i brottgränstillståndet

7.1.2.1 Brottmekanismer

Brottet i en gränstillståndsanalys kan inträffa på grund av brott i jorden (släntstabilitet, utdragning av jordspiken eller bärighetsbrott under jordspiken) eller brott i spiken (drag-, skjuv- eller böjningsbrott). Den färdiga jordspikade slänten fungerar som en stödmur och följaktligen är samma brottmekanismer som är relevanta för en armerad mur även relevanta för en jordspikad mur, (bärförmåga under muren, stjälpning, glidning och totalstabilitet). Dessa brottmekanismer har diskuterats i föregående kapitel och behandlas därför inte vidare här. De får emellertid inte försummas under dimensioneringen.

7.1.2.2 Dimensionerande värden och dimensionerande laster

Dimensionerande laster för jorden och jordspikarna väljs enligt förslagen i Kapitel 2 och 3.

7.1.2.3 Stegvis dimensionering

Gränstillståndsdimensionering omfattar följande:

1. preliminär utformning av jordspikarna och val av jordspikssystem
2. stabilitetsanalyser
3. verifiering av det valda jordspikssystemet
4. lokal stabilitet och totalstabilitet
5. stabilitetsanalys av varje schaktetapp

1. PRELIMINÄR UTFORMNING

Ett preliminärt val av jordspikssystem görs baserat på kunskapen om platsen och vilken typ av konstruktion som krävs. Nedanstående frågeställningar ger en indikation på vilken typ av system som skall väljas:

- Permanent eller temporär konstruktion? För permanenta konstruktioner kan injekterade spikar ha en fördel när det gäller beständighet, men slagna spikar med rostmån kan vara tillräckligt.
- Jordens förmåga att stå oförstärkt. Detta indikerar vilket spolmedium som skall användas och om foderrör behövs eller inte.
- Tillgängliga system
- Jordartsförhållanden. Vid förekomst av sten och block kan det vara mindre lämpligt att använda slagen spik.
- Miljöaspekter. Anpassning till omgivningen.
- Vilken korrosionspotential har området? Behov av ett system för rostskyd.
- Kan installationsmetoden orsaka ett ökat portryck som inverkar negativt på stabiliteten under utförandet?

Nästa steg är att göra en preliminär uppskattning av jordspikarnas längd och installationstäthet. I tidsskriften *Ground Engineering* (november, 1986) Bruce m. fl. presenteras ett antal empiriska samband som kan användas. Tre olika parametrar definieras:

1. Förhållandet mellan släntens längd och höjd, L/H
2. Tillgänglig area där friktion kan mobiliseras, $C L / S_h S_v$
3. Spikens hållfasthet i jämförelse med arean den förstärker, $A / S_h S_v$

Vanliga värden, beroende på vilken typ av spik som valts, ges i Tabell 7.2. För injekterade spikar finns ännu ett empiriskt samband. Detta baseras på jordart och presenteras i Tabell 7.3.

Tabell 7.2 Preliminär uppskattning av jordspikarnas inbördes avstånd, längd och utformning (Bruce m. fl., 1986)

	Injekterad spik (ej samtidig borrhning och injektering)	Slagen
1. L^{19}/H^{20}	0,5 – 0,8	0,5 – 0,6
2. $C^{21} L / S_v^{22} S_h$	0,3 – 0,6	0,6 – 1,1
3. $A^{23} / S_v^4 S_h$	0,4 – 0,8	1,3 – 1,9

Tabell 7.3 Vanliga värden för injekterade spikar i olika typer av jordar

	Grovkornig jord	Morän och märtgel
1. L/H	0,5 – 0,8	0,5 – 1,0
2. $CL / S_v S_h$	0,3 – 0,6	0,15 - 2,0
3. $A / S_v S_h$	0,4 – 0,8	0,1 - 0,25

Transportation Research Laboratory har presenterat forskningsresultat som pekar på att jordspikade slänter som utförts för vägar ofta dimensioneras mer konservativt än vad som redovisas i Tabell 7.3 ovan (P. Johnsson, m. fl., 1998). I Frankrike indelas jordspikar vanligtvis i två olika grupper; ”Hurpoinise” (tätt installerade spikar, ofta slagna) och borrhade/injekterade spikar som är mer glest installerade. I det förstnämnda fallet är spiklängden ungefär 0,5 till 0,7 gånger slänthöjden (H), och i det senare 0,8 till 1,2 H .

2. STABILITETSANALYS

För att verifiera att den antagna utformningen av jordspikarna är tillräcklig används traditionella släntstabilitetsteorier. I jämviktsekvationerna införs spikkrafterna i de lameller där spiken skär glidyten.

På grund av en liten rörelse hos släntens aktiva zon, kommer en dragkraft i kombination med skjuvning/böjning att mobiliseras i spiken. Denna spikkraft bidrar till att ytterligare rörelse hos slänten motverkas.

För de flesta praktiska tillämpningar visar gällande forskning att det bidrag från skjuvning/böjning som mobiliseras i jordspiken kan försummas, vilket endast resulterar i en marginell konservatism. Följaktligen beaktas endast dragkraften i denna handbok.

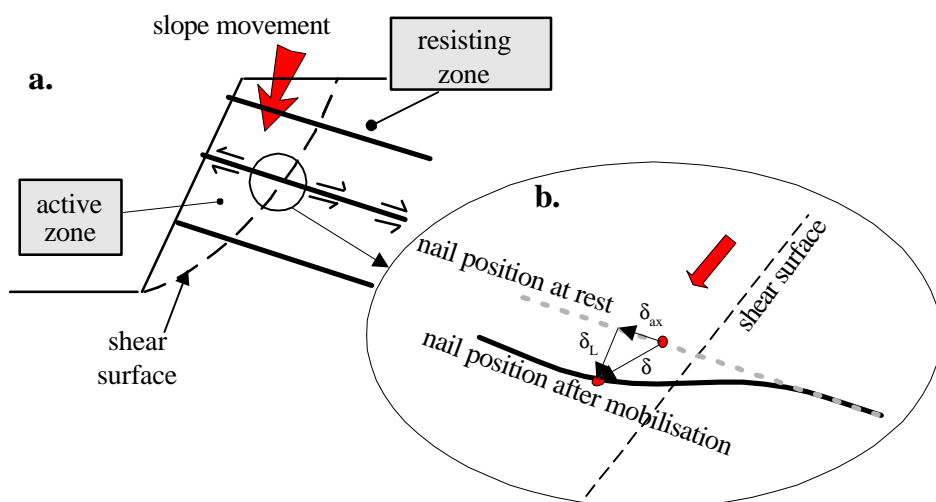
¹⁹ L är jordspikens längd

²⁰ H är den effektiva höjden som jordspikas

²¹ C är den karakteristiska omkretsen för det hål där spik och injekteringsbruk (om sådant används) installeras

²² S_v och S_h är de vertikala och horisontella avstånden mellan spikarna

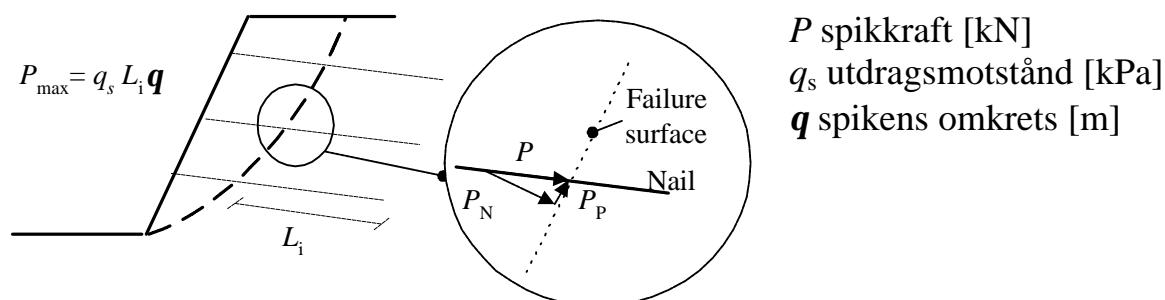
²³ A är jordspikens karakteristiska tvärsnittsarea



Figur 7.1 Principiellt beteende hos en schaktad slänt med jordspikar

- a) aktiv och mothållande zon
- b) antagen deformation av spiken vid glidytan

Den mobiliserade dragkraften kan indelas i två komponenter; en som är vinkelrät mot glidytan, P_N , och en som är parallell med brottytan, P_P .



Figur 7.2 Definition av spikkrafter

Med beteckningar enligt Kapitel 3 kan säkerhetsfaktorn uttryckas enligt följande:

$$\frac{1}{g_{Rd}} \cdot \left[\frac{c_k}{g_c} + \frac{\tan f_k}{g_f} + h \frac{T_{K_i}}{g_T} \right] - g_{S_d} \cdot [g_g \cdot g_k + g_{qG} \cdot q_{Gk} + g_{qQ} \cdot q_{Qk}] \geq 0 \quad (7.1)$$

I det specifika fallet för jordspikning, används traditionell släntstabilitetsanalys. Partialkoefficienter tillämpas på samtliga parametrar och beräkningen genomförs med målsättningen att uppnå $F=1,0$. Schematiskt kan ekvationen skrivas enligt följande, (den faktiska ekvationen beror på vilken analysmetod som används, t.ex. Bishop, Morgenstern och Price, Janbu):

$$F = \sum_i \frac{\left[\frac{c'_{k_i}}{g_{c'}} + (s'_{N_i} + \Delta s'_{N_i}) \frac{\tan f'_{k_i}}{g_f} + h \cdot \frac{T_{k_i}}{g_T} \right] \frac{1}{g_{Rd}}}{g_{S_d} \cdot [g_g \cdot g_{k_i} + g_{qG} \cdot q_{G_{k_i}} + g_{qQ} \cdot q_{Q_{k_i}}]} \quad (7.2)$$

c'	jordens kohesion
s'_{N_i}	effektiv normalspänning
$\Delta s'_{N_i}$	ökning av effektiv normalspänning vinkelrätt mot glidytan beroende på spikkraftens normalkomponent P_N
T_k	ökning av skjuvmotståndet på grund av spikkraftens komponent P_p , parallell med glidytan

PARTIALKOEFFICIENTER

$\gamma_{c'}$	partialkoefficient för kohesionsinterceptet, för vanliga värden se Kapitel 3 och Bilaga B
γ_{ϕ}	partialkoefficient för jordens friktion, för vanliga värden se Kapitel 3 och Bilaga B
γ_T	partialkoefficient relaterad till naturlig variation hos en jordspiks utdragskapacitet, beroende på jord- och spikegenskaper.
h	konverteringsfaktor beror av antal utförda fältförsök
γ_{γ}	partialkoefficient för last, se Kapitel 3
γ_{Qk}	partialkoefficient för last, se Kapitel 3
γ_{qG}	partialkoefficient för last, se Kapitel 3
γ_{Sd}	partialkoefficient, se Kapitel 3
γ_{Rd}	partialkoefficient, se Kapitel 33

Ovanstående ekvation löses med en klassisk lamellmetod genom att medräkna jordspikens krafter i de lameller där spikarna skär brottytan. Den maximala spikkraft som kan mobiliseras, bestäms genom att beakta utdragsbrott som beror på för lite friktion mellan spik och jord (både i aktiva och mothållande zonen). Utdragskapaciteten styrs inte bara av jorden utan också av spiktyp och installationsteknik. En preliminär uppskattning kan göras, men bör användas med försiktighet i dimensioneringen. Olika faktorer inverkan på utdragskapaciteten diskuteras vidare i Bilaga A. I Kapitel 2 ges förslag på hur den preliminära uppskattningen kan göras. Värdet som används i dimensioneringen bör vara lika stort som minimivärdet för den kapacitet som kan mobiliseras i den aktiva eller passiva zonen. Det är viktigt att verifiera det antagna värdet med utdragsförsök under utförandets inledande skede, se vidare Kapitel 9.

Den kraft som mobiliseras i jordspiken beror också på installationsvinkeln. Vanligtvis används en vinkel som lutar nedåt med 10 –20 °. Detta tillåter injekteringsbruket att rinna in i hålet med trycket från gravitationskraften och försäkrar samtidigt att dragtöjning utvecklas så snart som den aktiva kilen sätts i rörelse.

I viss litteratur föreslås olika definitioner där spikkrafterna anses minska de pådrivande krafterna. I denna vägledning tas endast hänsyn till definitionen i Ekvation 7.2, eftersom numerisk analys har visat att den ger det mest realistiska värdet när resultaten jämförs med en global säkerhetsfaktor för en slänt utan jordspikar.

Glidytns form beror på jordart, spikarnas installationsvinkel, last, tid, antal spikar, grundvatten samt slänthlutning. Resultat presenterade av Gässler m fl. (1983) indikerar att glidytn tenderar att vara cirkulär i lera, medan en bilinjär brottyta tycks vara en mer riktig beskrivning i friktionsjord. Om slänten är brant tenderar glidytn att vara bilinjär. För en flack slänt är en cirkulär brottyta mer sannolik. Följaktligen kan det, för en mer eller mindre vertikal mur i friktionsjord med konstant spiklängd, vara mer korrekt att använda en analys med en singular kil istället för en cirkulär brottyta. Om denna förenklade metod tillämpas, används en kraftpolygon för att bestämma den erforderliga mothållande kraften i jordspikarna. Om en kilanalys används, rekommenderas emellertid att kilar med olika vinklar analyseras.

I stabilitetsanalysen är det viktigt att ta hänsyn till portryckets effekt, eftersom det har avgörande betydelse för släntens stabilitet.

Stabilitetsanalysen utförs för en enhetslamell av jorden, och från detta kan det horisontella avståndet mellan spikarna bestämmas. Det horisontella avståndet sammanhänger också med fasaden. Ett större avstånd mellan spikarna kräver en styvare fasad som kan fördela kraften mellan spikarna. Som en tumregel skall det största avståndet inte överstiga 2 meter. För större avstånd kommer jordspikarna ha större likhet med jordstag än med jordspikar.

3. VERIFIERING AV DET VALDA JORDSPIKSSYSTEMET

Nästa steg i dimensioneringen är att verifiera att spikkapaciteten är tillräcklig. Ett inre brott kan uppkomma på grund av:

- bärighetsbrott i jorden på grund av att spiken rör sig
- brott i spiken beroende på dragspänning

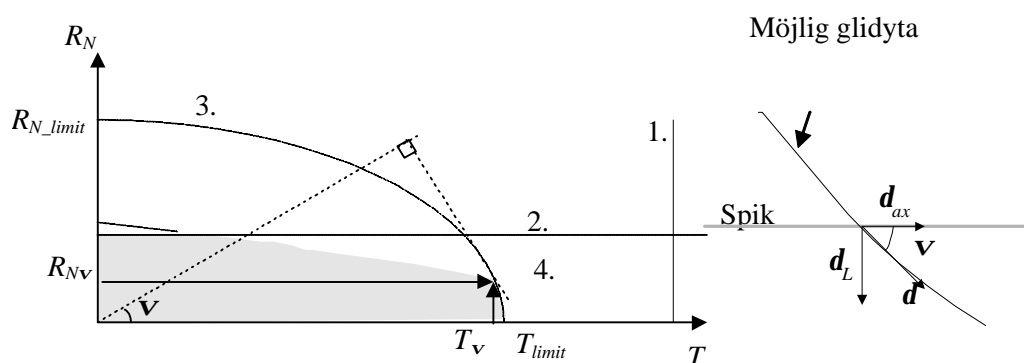
- brott i spiken beroende på skjuvning/böjning i kombination med dragspänning

Ett möjligt sätt att analysera spikens brott är att använda den Franska "multi-kriteriametoden" (Clouterre, 1991).

Denna metod bygger på fyra brottkriterier:

1. utdragsbrott på grund av brott mellan spik och jord (dragspänning)
2. bärighetsbrott i jorden under spiken
3. brott i spikens stål på grund av dragspänning
4. brott i spikens stål på grund av böjning/skjuvning

De fyra brottkriterierna kombineras i ett diagram där skjuvkraft plottas mot dragkraft, se Figur 7.3. Det skrafferade området betecknar brottenveloppen. För att undvika brott bör jordspikskraften för konstruktionens samtliga spikar vara inuti det skrafferade området. Med hjälp av Figur 7.3 bestäms värdet på T_k .



R_N - tvärkraft	$R_{N\varpi}$ - tvärkraft för spikvinkeln ϖ
R_{N_limit} - tvärkraftskapacitet	T_{ϖ} - dragkraft för spikvinkeln ϖ
T - dragkraft	
T_{limit} - dragkraftskapacitet	

Figur 7.3 Brottenvelop enligt "Multi-kriteriametoden" (Clouterre, 1991)

4. YTTRE BROTTMEKANISMER OCH TOTAL STABILITET

Efter att ha bestämt den lämpliga spikutformningen för att få en stabil stödmur bestående av jord och spikar, krävs att ytterligare kontroller utförs. Följande yttre brottmekanismer behöver beaktas:

- glidning på grund av det aktiva jordtrycket från jorden bakom den armerade strukturen
- bärighetsbrott (tyngden av den armerade strukturen och jordtrycket som verkar på dess baksida kan orsaka ett bärighetsbrott i grunden).
- tippning av den armerade strukturen
- totalstabilitetsbrott (även om den jordspikade strukturen är stabil i sig, kan ett totalstabilitetsbrott ändå inträffa)

5. STABILITETSANALYS AV VARJE SCHAKTSTEG

När den slutliga släntutformningen samt jordspikssystemet bestämts, utförs ytterligare stabilitetsanalyser för att verifiera arbetsutförandet dvs. varje schaktsteg har tillräcklig stabilitet. Det kan vara nödvändigt att begränsa längden och maximala höjden för varje sektion som schaktas.

7.1.3 Dimensionering i bruksgränstillståndet

Metoderna för dimensionering i brottgräns ovan ger endast ett värde för den totala dragspänningen i spiken vid brott. Metoderna ger inga indikationer på hur kraften fördelas mellan olika spikar och släntens faktiska rörelser. Därför måste släntrörelserna analyseras med en annan metod.

I stadsmiljöer är det viktigt att analysera om jordspikningen kan påverka intilliggande byggnader och installationer. Påverkas avloppsröret som är installerat 20 m bakom den jordspikade slänten, av släntens rörelser? Det bör noteras att jordspikningstekniken bygger på att små rörelser måste ske för att kraften i spikarna ska kunna mobiliseras.

Metodiken en jordspikad slänt byggs på, från toppen och nedåt, leder till att jordrörelserna blir större i den övre delen av slänten, vilket följaktligen resulterar i att större krafter mobiliseras i spikarna där. Detta innebär att de mobiliserade krafterna i den mothållande zonen kan vara större i den övre delen av slänten än i den undre, där förankringslängden är större men rörelserna mindre.

Markytans rörelser hos en jordspikad mur beror på ett antal faktorer. En låg säkerhetsnivå tenderar att ge större rörelser. Om förhållandet mellan jordspikarnas längd och murens höjd (H/L) är stort, kommer slänten att luta

mer utåt. Andra faktorer som påverkar är hur fort muren byggs, schaktetappens höjd, avståndet mellan spikarna, spikarnas töjning, spikarnas lutning och den underliggande jordens bärförmåga.

För konstruktioner där rörelser hos muren är godtagbara, kan det vara tillräckligt att uppskatta deformationen på basis av empiriska samband, så som de i Clouterre. För mer känsliga konstruktioner, kan en grundligare studie av deformationen vara nödvändig. Detta kan göras t.ex. med finita elementmetodsberäkningar.

Tabell 7.4 ger en empirisk uppskattning av fasadens horisontal- och vertikaldeformation för olika jordarter. På grund av byggmetoden med större rörelser i murens överdel, kommer den färdiga muren tendera att luta utåt. För att minska denna effekt, kan muren lutas tillbaka ett par grader från början.

Murens rörelser kan leda till sättningar bakom muren. Avståndet bakom fasaden som påverkas, uppskattas enligt Clouterre med nedanstående uttryck:

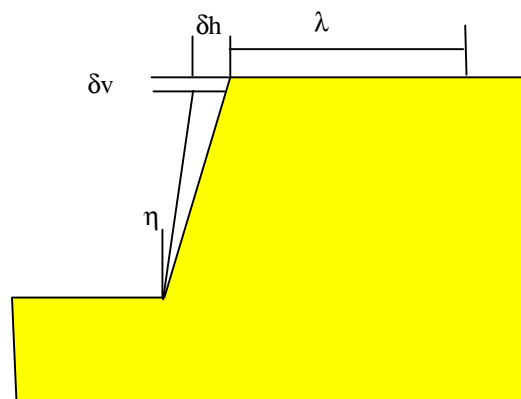
$$I = H(1 - \tan\psi)k \quad (7.3)$$

där

- H är murens höjd,
- ψ är fasadens ursprungliga lutning relativt vertikalplanet
- k är en empirisk faktor enligt Tabell 7.4

Tabell 7.4 Empirisk uppskattning av deformation (Clouterre, 1991)

	Vittrat berg	Sand	Lera
$\delta_v = \delta_h$	$H/1000$	$2H/1000$	$4H/1000$
k	0,8	1,25	1,5



Figur 7.4 Deformationer hos en slänt med jordspikar

7.1.4 Dränering

Normalt sett bör dränering användas för alla jordspikade slänter för att undvika vattentryck på fasaden och för att begränsa den skadliga verkan som yt- och grundvatten kan ha på konstruktionen. Vilken dräneringstyp som väljs och hur tätt dränerna installeras beror på murens geometri, yt- och grundvattenförhållanden och jordart. Vanligtvis att installera åtminstone dräneringshål genom fasaden (om sprutbetong används).

Dräneringen dimensioneras så att dess funktion garanteras under konstruktionens hela tekniska livslängd.

YTDRÄNERING dimensioneras så att den har tillräcklig kapacitet för att klara av flödet från ett regn med samma återkomstperiod som konstruktionens livslängd. Syftet med ytdräneringen är att minimera risken för att ytvatten kommer in i jorden bakom muren.

DRÄNERING UNDER MARKYTAN bör ha en inre diameter som är minst 40 mm. Porerna/slitsarna i filtret skall anpassas till jordens kornstorleksfördelning. En tumregel är att dränerna installeras med minst en drän per 25 m², såvida dimensioneringen inte tyder på en högre täthet (utkast prEN 14490).

7.1.5 Fasad

Syftet med fasaden för en brant är att stabilisera jorden mellan spikarna, men också att fördela kraften mellan olika spikar när det inbördes avståndet ökas.

Styv fasad används generellt för branta slänter och de aspekter som bör beaktas är:

- Sambandet mellan **FASADENS TJOCKLEK** och avståndet mellan spikarna. Ett ökat spikantal resulterar i en mindre styv fasad (lägre kostnad) men å andra sidan kostar det ökade antalet spikar mer. Dimensioneringen bör inriktas på den ekonomiskt och tekniskt bästa lösningen.
- **INFÄSTNINGEN MELLAN SPIK OCH FASAD.** Den svaga länken i konstruktionen kan vara spikens infästning i fasaden. Om spikhuvudet förutsätts ta upp kraft, måste tillräcklig bärighet mobiliseras bakom spikplattan.
- **BESTÄNDIGHET** för såväl fasaden som infästningen mellan spiken och fasaden.
- **DRÄNERING.** För att undvika att vatten tränger in bakom fasaden, vilket annars kan utsätta fasaden för ytterligare last.
- **ESTETISKA ASPEKTER.** Anpassningen till omgivningen är viktig, i synnerhet i stadsmiljöer.

I litteraturen finns ett antal olika metoder för hur fasaden bör dimensioneras. Clouterre, t.ex., antar ett jämnt utbrett tryck över fasaden motsvarande den maximala dragspänningen som kan mobiliseras i spiken.

7.1.6 Beständighet

Kravet på korrosionsskyddssystem beror på miljön, spiktyp och konsekvenserna av ett brott. I detta avsnitt föreslås en metodik för valet av de skyddsåtgärder som krävs.

Miljön klassificeras i tre olika miljöklasser, beroende på jordspikarnas benägenhet att korrodera i den aktuella miljön.

I steg 1 görs först en preliminär klassificering av miljön på basis av kända fakta om platsen. Om denna preliminära klassificering indikerar att miljön har låg risk för korrosionsangrepp, kan ett inte alltför omfattande korrosionsskyddssystem väljas. Om den preliminära klassificeringen å andra sidan visar på normal till hög risk för korrosionsangrepp, bör ytterligare undersökningar utföras i steg 2.

I steg 3 utvärderas slutligen andra faktorer som påverkar miljön och den slutliga miljöklassen bestäms.

I steg 4 kombineras faktorer som beror av det valda jordspikssystemet samt konsekvenserna av brott med den kända miljöklassen. Därmed kan det erforderliga korrosionsskyddssystemet fastställas. Det föreslagna systemet är baserat på liknande system i Clouterre, (1991) samt i en artikel av U. Bergdahl (1986). Nedan beskrivs varje steg mer detaljerat.

7.1.6.1 Steg 1 – preliminär uppskattning av omgivningens korrosionspotential

Den preliminära uppskattningen baseras på information från traditionella geotekniska undersökningar och geologiska kartor. Det är ett system där platsen får ett antal poäng beroende på ett antal faktorer. Enligt Tabell 7.5 får platsen ett visst antal poäng beroende på aktuell typ av jord, vilken är en av de viktigaste faktorerna som har inverkan på korrosionspotentialen. Förutom dessa poäng får platsen ytterligare plus- eller minuspoäng beroende på ett antal faktorer i Tabell 7.6. På basis av den totala poängsumman, klassificeras platsen att ha låg, medel eller hög korrosionspotential. Om poängens totalsumma i denna preliminära uppskattning underskrider 5, behövs ingen ytterligare information för att kunna bestämma det erforderliga korrosionsskyddssystemet.

Tabell 7.5 Klassificering av omgivningens korrosionspotential, poäng på basis av typ av jord.

Korrosionspotential	poäng	Typ av jord
mycket hög	10	Lera med saltinnehåll,
		Organisk jord (t.ex. gyttja)
		Oförmultnad torv
		Ospecificerad fyllning
hög	6	Industriellt avfall (slagg, aska, kol)
		Övrig lera och torv
låg	2	Byggavfall (puts, murbruk, tegel)
mycket låg	0	Silt, torrskorpelera, morän
		Berg, sand, grus, sandig och grusig morän

Tabell 7.6 Klassificering av omgivningens korrosionspotential, poäng på basis av ett antal faktorer

Faktor	Poäng
Grundvattenivån är lägre än 2,5 m under markytan	± 0
Grundvattennivån är periodvis högre än 2,5 m under markytan	+3
Torra och väldränerade material	-2
Fyllning med både kohesions- och friktionsjord	+2
Organisk lera (gyttja) eller sulfidlera.	+3
Avstånd till väg som saltas på vintern är mindre än 25 m	+4
Ängsmark	± 0
Jordbruksmark som gödslas	+2
Skogsmark - tall	+2
Skogsmark – blandskog (gran, lövträd)	± 0
Skogsmark – lövskog (björk, al)	-2
Avloppsvatten från industrier, förorenad jord	+2
Material som har packats och omlagrats	+3
Varvig jord där jordspiken korsar olika jordlager	+2
Fria joner från t.ex. vittring (poängen beror på typ av jon)	+(1 à 3)

7.1.6.2 Steg 2 – Bestämning av miljöklass på basis av mer detaljerade undersökningar av jorden

Det är inte alltid tillräckligt att göra en preliminär uppskattning av miljöns, utan en mer detaljerad undersökning kan behövas, inklusive fältundersökning. Baserat på kunskapen om jordens pH-värde och resistivitet, kan Tabell 7.7 användas för att bestämma ett korrosionsindex. Detta ger i sin tur miljöklassen enligt Tabell 7.8. Systemet bygger på liknande system i Clouterre, 1991 och liknande litteratur från AFNOR. pH-kriteriet förväntas ta hänsyn till skillnaden mellan jorden i Sverige och Frankrike (berggrunden är något surare i Sverige).

Tabell 7.7 Korrosionsindex för bestämning av miljöklass

Kriterium	Förklaring	Poäng
Typ av jord	- Lera (impermeabel, plastisk)	2
	- Lera, silt, morän (normal)	1
	- Sand, grus, (porös, permeabel)	0
	- Grusig/sandig morän	0
	- Torv eller mossa	8
	- Berg	0
Resistivitet	$p < 10 \Omega m$	5
	$10 < p < 20 \Omega m$	3
	$20 < p < 50 \Omega m$	2
	$50 < p$	0
Fukt - salt	Jordprov med saltinnehåll taget under grundvattenytan (permanent eller periodisk)	8
	Jordprov utan saltinnehåll taget under grundvattenytan	4
	Fuktigt jordprov ovan grundvattenytan ($w > 20 \%$)	2
	Torrt jordprov ovan grundvattenytan ($w < 20 \%$)	0
pH	Mycket sur miljö $pH < 4$	4
	Sur miljö $4 < pH < 5$	3
	Neutral miljö $5 < pH < 6$	2
	Basisk miljö $pH > 6$	0
Jordlager	Jordprofil med olika lager	1
	Homogen jord	0
	Omlagrad jord - kompakterad	2
Andra faktorer	Industriellt avfall; slagg, aska, kol	8
	Byggavfall; puts, murbruk, tegel	4
	Industriellt avloppsvatten	6
	Salthaltigt vatten från väg	8
	Σ	

Tabell 7.8 Miljöklass bestämd med poängsumman i Tabell 7.7.

Miljöklass	Förklaring	Poängsumma
I	Låg korrosionspotential	0 - 4
II	Normal korrosionspotential	5 - 9
III	Hög korrosionspotential	10 -

7.1.6.3 Steg 3 – Klassificering av miljön med hänsyn till andra aspekter

Om ett eller flera av nedanstående förhållanden råder, kan det vara lämpligt att välja en högre miljöklass än den som fås i steg 2 (t.ex. klass III istället för II).

- temperaturen är högre än normalt
- rinnande vatten
- spänning i stålet – hög spänning eller cykliska laster
- förorenad mark – särskild utredning behöver utföras
- läckström
- kemisk jordanalys och jämförelse med värdena i Tabell 7.9 indikerar att jorden har hög eller extremt hög aggressivitet.

Tabell 7.9 Kemisk analys – gränsvärden enligt DIN 4030

Parameter	aggressivitet		
	Låg	Hög	Extremt hög
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 – Val av korrosionsskyddssystem

Två andra parametrar behöver beaktas utöver miljöklassen: typ av jordspik och konsekvenserna av brott.

JORDSPIKSTYP

Allt stål löper risken att korrodera och följaktligen är det alltid nödvändigt att beakta korrosionsskydd. Ingen enskild parameter kan användas för att bestämma ett enskilt ståls korrosionsskydd. Istället behöver provning utföras på varje stålqualität för det aktuella fallet.

Om någon av nedanstående punkter är uppfyllda, krävs högre krav på korrosionsskyddet. Ett sätt att ta hänsyn till detta är att välja en högre miljöklass än den som fås i steg 3 (t.ex. klass III istället för II).

- stål med sprött brott används
- resultat från FIP-testet²⁴ visar kort tid till brott
- stålets legeringsinnehåll ökar stålets korrosionspotential eller gör brottet hos stålet mer skört

KONSEKVENSERNA AV BROTT

Konsekvenserna av ett brott behöver beaktas subjektivt innan kraven på korrosionsskyddet slutligen bestäms. I vissa fall kan det vara nödvändigt med tämligen stora skyddsåtgärder mot korrosion i miljöklass I, om konsekvenserna av ett brott är svåra. I andra fall kan kraven vara låga även

²⁴ För mer information om denna test se FIP-rapporten , Corrosion and Corrosion protection of prestressed anchors.

i miljöklass III, om det rör sig om en temporär konstruktion där konsekvenserna av ett brott är små.

VAL AV KRAV PÅ SKYDDSÅTGÄRDER MOT KORROSION

I Tabell 7.10 ges ett förslag på olika tekniska livslängder och miljöklasser.

Tabell 7.10 Föreslagna krav på korrosionsskydd beroende av miljöklass och teknisk livslängd

Miljöklass	Temporär	Teknisk livslängd		
		2-40 år	40-80 år	>80 år
I	nej	låg	normal	extremt hög
II	nej	normal	hög	särskild utredning
III	låg	hög	extremt hög	särskild utredning

Nej	skyddsåtgärder ej nödvändiga
Låg	små skyddsåtgärder, t.ex. 2 mm rostmån eller injekteringsbruk
Normal	normala skyddsåtgärder, t.ex. 4 mm rostmån eller minst 20 mm tjockt injekteringsbruk kombinerat med plastbarriär eller rostmån.
Hög	stora skyddsåtgärder, t.ex. 8 mm rostmån eller minst 40 mm tjockt injekteringsbruk kombinerat med plastbarriär eller rostmån.
Extremt hög	plastbarriär krävs

De olika skyddsåtgärderna beskrivs vidare i Kapitel 2.2.6.

När kraven för spiksystemets korrosionsskydd väljs, är det viktigt att inte bara betrakta själva jordspiken. Svaga punkter så som infästningen i fasaden och skarvar behöver också beaktas, så att hela konstruktionen har ett tillräckligt korrosionsskydd.

7.2 NATURLIGA SLÄNTER

Den huvudsakliga skillnaden mellan en brant schaktad jordspikad slänt och en naturlig slänt förstärkt med jordspikar, är spikens belastning.

För den schaktade slänten belastas spikarna mer eller mindre direkt när nästa schaktetapp utförs.

En jordspik som installeras i den naturliga slänten kommer att vara obelastad så länge som släntens aktiva zon inte rör sig ytterligare. Ytterligare last eller förändring av effektivspänningen kan leda till

jordrörelser, vilka i sin tur kommer att mobilisera friktion längs spiken. Den mobiliserade friktionen i den mothållande zonen kommer att förhindra rörelse hos den aktiva zonen. Kraften som förorsakas av den instabila jordkilens rörelse, återförs med hjälp av dragkrafter i spikarna till den mothållande zonen. Om instabiliteten ökar och större rörelser i slänten sker, kan böjmotståndet ge ett litet bidrag till den mothållande kraften. Normalt sett är dock rörelsen så stor när böjmotståndet aktiveras, att slänten då mer eller mindre redan befinner sig i brotttillstånd.

7.2.1 Specifik information som krävs för dimensioneringen

Det är viktigt att känna till den potentiella glidytans utsträckning och form hos en naturlig slänt. En felaktig dimensionering av jordspikarna kan destabilisera den instabila slänten ytterligare och således resultera i ett skred.

Geometri – Det är viktigt att fastställa släntens exakta geometri innan dimensioneringen av jordspikningen, dels för att kunna upprätta en riktig installationsplan (spikarnas lägen), dels för att kunna bestämma släntens åtkomlighet för installation.

7.2.2 Dimensionering i brottgränstillståndet

7.2.2.1 Brottmekanismer

Brottmekanismerna för en slänt förstärkt med jordspikar är likartad med den hos en jordspikad schaktad slänt. Brottet kan inträffa, antingen som ett inre brott av spiken, eller som ett yttre brott utanför den förstärkta zonen. För flackare slänter kan likheten med en stödmur vara mindre uppenbar än för en vertikal schaktad slänt med jordspikar. Men även här skapas ett armerat block på grund av små rörelser hos den aktiva zonen. Detta armerade block begränsar rörelserna hos jorden bakom densamma. Andra brottmekanismer som kan uppträda hos en slänt med jordspikar är begränsad bärförmåga hos jorden under muren, tippning, glidning och totalstabilitet.

7.2.2.2 Dimensionerande värden och dimensionerande laster

Dimensionerande värden för jord och jordspikar väljs i enlighet med förslagen i Kapitel 2 och 3.

7.2.2.3 Stegvis dimensionering

Dimensioneringen av en naturlig slänt bygger på samma princip som den för en schaktad slänt.

Dimensioneringen omfattar följande tre steg:

1. Stabilitetsanalys
2. Verifiering av det valda jordspikssystemet
3. Yttre stabilitet och totalstabilitet

Dessa behandlas inte vidare här, eftersom de tidigare har diskuterats i Kapitel 7.1.2.

För den preliminära uppskattningen av släntens/jordspikningens utformning kan rekommendationerna i Kapitel 7.1.2.3 användas. Ett komplement till detta är att studera den oförstärkta släntens kritiska glidyta. Spiklängden bakom glidytan bör vara tillräcklig för att spikarna ska kunna göra det mothållande momentet stort nog för att få en rimlig säkerhetsfaktor.

7.2.3 Dimensionering i bruksgränstillståndet

För den schaktade slänten är det påtagligt att rörelser sker när schakten drivs från toppen till botten. Det behöver inte vara lika uppenbart att de rörelser som krävs för att mobilisera spikarna i en naturlig slänt är av samma storleksordning. Den utåtriktade tippningen behöver inte inträffa, men en nedåtriktad rörelse sker, vilket resulterar i sättningar. Liksom hos schaktade slänter behöver viss rörelse ske för att mobilisera kraften i jordspikarna. Hänsyn måste tas till om detta kommer att påverka intilliggande byggnader och andra konstruktioner.

7.2.4 Dränering

Liksom hos schaktade slänter med jordspikar är det viktigt att ha kontroll på vattnet, eftersom det kan medföra stora konsekvenser för konstruktionen. En generell regel är att undvika vatten i en konstruktion med jordspikar.

Ytdränering ovan slänten kan användas för att förhindra ytvatten att tränga in i konstruktionen. Fasadsystemet kan väljas så att det minimerar inverkan av mindre vattenflöden. Ytterligare dräneringssystem kan installeras för att undvika vatten i konstruktionen. Alla dräneringssystem som installeras bör vara robusta och kunna underhållas under konstruktionens hela tekniska livslängd.

7.2.5 Fasad

Det kan finnas några olika orsaker till använda en fasad:

- omfördela kraften mellan de olika spikarna
- fungera som ett mothåll så att dragkrafter kan mobiliseras i spikarna
- förhindra lokalt brott mellan spikarna

Beroende på aktuell släntlutning varierar lämpligheten för olika typer av fasader.

För branta slänter kan sprutbetong utgöra det enda alternativet för att uppnå lokal stabilitet mellan jordspikarna och omfördela lasten mellan spikarna som en balk.

För slänter med en släntvinkel mindre än 30° behöver det inte vara nödvändigt med en fasad, såvida den inte krävs för att skydda mot erosion.

För naturliga slänter kan det vara tillräckligt att använda en flexibel fasad så som geotextil.

Följande faktorer bör beaktas:

- om man skall enbart använda sig av vegetation som fasad, måste hänsyn tas till att det tar en viss tid att etablera vegetationen. Korttids skydd mot erosion kan behövas.
- om en flexibel fasad används bör det kommas ihåg att deformationer är nödvändiga för att mobilisera krafter i geosynteten. Bedöm om dessa deformationer är acceptabla för fasaden (estetiskt).
- om flexibel fasad används behöver nedbrytningsprocessen av geosynteten beaktas. Fasadens långtidsbeteende måste kunna garanteras.

7.2.6 Beständighet

Diskussionen kring beständighet i Kapitel 7.1.6 gäller för såväl naturliga slänter med jordspikar som för jordspikade schaktade slänter.

Kapitel 8

Utförande

Detta kapitel baseras på utkastet till de Europeiska utförandestandarderna för Armerad fyllning (prEN 14475) och Jordspikning (prEN 14490). Ytterligare information från andra standarder och handböcker har inarbetats i kapitlet (t.ex. British standard, Clouterre, FHWA). Ett indraget stycke markerar att texten utgör ett direkt citat.

8.1 ARMERAD FYLLNING

Arbetsmetodiken för att konstruera en armerad fyllning är jämförbar med vilket anläggningsprojekt som helst. De skillnader som finns är att hänsyn måste tas till hur man tillhanda håller, förvarar och installerar de prefabricerade komponenterna. Skada på armeringen, fasadelement, temporära eller permanenta stödkonstruktioner får inte uppstå till följd av arbetsmetoden. Vidare skall byggmetoden inte påverka de dränerande egenskaperna hos friktionsmaterialet i fyllningen eller hos det dränerande materialet som står i kontakt med konstruktionen med armerad fyllning.

Följande steg kan inkluderas i arbetet när en armerad konstruktion skall byggas:

- grov- och finschakt
- grundmurar för fasadelement eller fasadenheter
- val och transport av material:
 - fyllningsmaterial
 - dräneringsmaterial
 - armeringsselement
 - fasadelement eller fasadenheter
- installation av fasadelement eller fasadenheter inklusive montering av armering och ev. avjämningsmassor.
- återfyllning och packning av fyllning och dräneringsmaterial
- inklädning eller byggande av annan form av täcksikt ovanpå konstruktionen med armerad fyllning

8.1.1 Val av material

8.1.1.1 Fyllningsmaterial

Det är viktigt att hitta ett fyllningsmaterial med lämpligt ursprung. Särskild omsorg måste ges till att finna ett lämpligt material. Följande index parametrar hos fyllningen skall bestämmas och kontrolleras med avseende på de krav som ställs i dimensioneringen:

- kornstorleksfördelning
- flytgräns och plasticitetsindex
- vattenkvot
- pH-värde
- packningsegenskaper
- skjuvhållfasthet
- friktionskoefficient mellan fyllningen och armeringen

Om armering eller fasad av metall används bestäms även:

- resistivitet
- redoxpotential
- kloridjonsinnehåll
- totala innehållet av sulfatjoner
- totala innehållet av sulfider

8.1.2 Armeringsmaterial

8.1.2.1 Stål

Stålkvaliteten hos stålarmeringen specificeras enligt EN 10080 eller EN 10025 (draghållfasthet, brottspänning, brottöjning).

Galvanisering specificeras enligt EN ISO 1461.

För vävda ståltrådsnät av kalldraget stål gäller EN 10218 och EN 10233/3. Varmförzinkade täckskikt för vävda nät skall följa EN 10244, medan EN 10245 gäller för extruderade organiska täckskikt.

Tillåten rostmän måste följa kraven som ställs i dimensioneringen.

8.1.2.2 Geosynteter

Kontroll av levererat armeringsmaterial vid byggplatsen kan göras enligt utkastet prEN 14475, vilket också tillåter en bedömning av materialets lämplighet för det specifika syftet.

8.1.3 Material för fasader och infästningar

Alla material skall följa relevanta Europastandarder. I de fall sådana inte , skall material användas enligt nationella standarder eller riktlinjer samt enligt lokala miljöregler. Materialen skall följa specifikationerna i dimensioneringen och lämpliga provningsresultat skall tillhandahållas. Särskilda instruktioner som ges av tillverkaren med avseende på transport, hantering, förvaring och utläggning av material och produkter skall beaktas.

8.1.4 Platsförhållande och geotekniska undersökningar

8.1.4.1 Allmänt

Innan konstruktionen påbörjas skall all nödvändig information inhämtas, om förhållandena på platsen, eventuella restriktioner p.g.a. lagar och förordningar, samt tillståndet hos närliggande konstruktioner. Denna information skall inkludera platsens tillgänglighet, befintliga underjordiska konstruktioner, eventuella miljörestriktioner etc.

8.1.4.2 Byggarbetsplatsen

Baserat på resultaten från de geotekniska undersökningarna görs en bedömning av om arbetsplatsen är lämplig för en armerad jordkonstruktion, totalstabiliteten under utförandet, om materialet på platsen är lämpligt som fyllningsmaterial. De geotekniska och miljögeotekniska undersökningarna skall ge både geotekniska och geokemiska parametrar för materialet som ev. skall användas som fyllning:

- materialparametrar: plasticitet, jordklassificering, densitet, kornstorleksfördelning, vattenkvot, organiskt innehåll.
- mekaniska parametrar: skjuvhållfasthet, deformationsegenskaper
- hydrauliska parametrar: permeabilitet
- miljödata: föroreningar

Särskild information krävs avseende grund och ytvattenförhållanden, inklusive risken för översvämning.

8.1.4.3 Fyllningens ursprung

De geotekniska undersökningarna på platsen där fyllningen utvinns, skall bekräfta de karakteristiska jordparametrarna som specificerats vid dimensioneringen av konstruktionen. Om geologisk kartering och visuell inspektion av utvinningsplatsen indikerar stor variation hos den tänkta fyllningens materialegenskaper, måste markundersökningarna intensifieras på lämpligt sätt.

8.1.5 Grundläggning

Blocket av armerad fyllning grundläggs vanligtvis på naturlig jord, som schaktas till en viss nivå. Fasadenheterna grundläggs vanligen på en grundmur av betong, som i sin tur kräver ytterligare schakt. Grundmurens bredd måste vara tillräcklig för att fasaden ska kunna justeras utmed önskad linje.

8.1.6 Dränering

Dränering är viktigt i en konstruktion med armerad fyllning, som inte under några omständigheter får tillåtas bli vattenmättad. En ökning av porttrycket, och därmed en minskning av skjuvhållfastheten kan minska konstruktionens stabilitet, orsaka ytterligare last på fasaden och öka dragspänningen i armeringen.

Där kohesiva fyllningsmaterial används måste ett kontinuerligt dränerande lager, minst 0,3 m tjockt, placeras vid baksidan av fasaden och sammankopplas till dräneringssystemet vid konstruktionens bas. Alla konstruktioner med armerad fyllning måste skyddas mot infiltration av ytvatten.

På ett impermeabelt grundläggningslager skall utrymme lämnas för ett dränerande lager vid grundläggningsnivån. Om det är nödvändigt att förhindra aggressiva ämnen från att tränga in i konstruktionen, bör lämpliga tätnings- och dräneringsåtgärder vidtas ovanpå och bakom blocket med armerad fyllning.

Dränerande lager i konstruktioner med armerad fyllning måste ha tillräcklig tjocklek för att klara av dimensionerande vattenflöde samt ha filteregenskaper som gör att de fungerar tillsammans med fyllningen. De dränerande materialen skall spridas ut i separata lager tillsammans med fyllningen och packas, för att på så vis undvika nedsmutsning av dräneringsmaterialet. Packningen av de dränerande materialen kan behöva utföras med manuell packningsutrustning.

Ett system med dräneringsrör skall installeras nära baksidan av fasaden i nivå med grundmuren. Åtgärder skall vidtas för att möjliggöra underhåll av dräneringsrören, t.ex. nedstigningsbrunnar. Ytterligare dräneringshål kan krävas i fasaden ovan markytan.

8.1.7 Fasader

Fasadenheter skall inte vara spruckna eller trasiga på annat vis, och måste hanteras varsamt genom att använda ändamålsenliga lyftanordningar, vilka sätts fast i fasadenheternas överkanter.

Packning av fyllningen eller dräneringsmaterialet bakom fasadenheterna kan rubba deras läge och därmed kräva viss justering för att klara toleranskraven som ställts i dimensioneringen. Beroende på vilken typ av fasadenhet det rör sig om, kan särskilda spännband eller temporära stöd krävas för att åstadkomma det den önskade slutgiltiga fasadytan hos konstruktionen med armerad fyllning. Det kan t.ex. vara nödvändigt att använda avjämningsmassa som en provisorisk åtgärd för att justera eventuella springor mellan fasadelementen. Springorna kan ha uppkommit genom differentialsättningar eller toleranser i fasadelementens dimensioner.

Fasadenheternas skarvar skall tätas ovanför grundvattenytan för att förhindra att fyllningsmaterial sipprar ut. Skarvar under grundvattenytan skall förbli otätade för att möjliggöra dränering och grundvattenflöde genom konstruktionen med armerad fyllning.

8.1.8 Val, utläggning och tillverkning av fyllningsmaterial

Konstruktioner med armerad fyllning har fördelen att en stor variation av fyllningsmaterial kan användas i dessa. Ytan där armeringen skall utläggas måste packas och jämnas till. Alla objekt som skulle kunna skada armeringen under något skede av konstruktionens byggande och livslängd måste avlägsnas.

Korrekt utläggning och packning av fyllningen utgör huvudfrågor för att kunna säkerställa att konstruktionen fungerar som önskat. Tjockleken hos lagret med fyllning som utläggs måste vara sådant att det är möjligt att packa det i den omfattning som krävs enligt dimensioneringen, t.ex. 95 procent av densiteten erhållen från modifierad proctorpackning. Olika krav på att följa särskilda arbetsordningar för packningen av material närmast fasaden eller skarvar måste noggrant beaktas.

Kraven på lagrens jämnhet är, såvida inget annat specificerats, i samma storleksordning som kraven på enskilda lager i vanliga bankar, t.ex. +/- 50 mm. En lagertjocklek som är relaterad till det inbördes avståndet mellan armeringslagren är att föredra. Beroende på vilken som är den maximala kornstorleken i fyllningen, måste lagertjockleken väljas på så vis att optimal packningseffektivitet kan åstadkommas.

8.1.9 Installation av armering och infästningar

Beroende på den stora variationen i möjliga installationsprocesser som finns på marknaden, ges här bara ett fåtal regler. Armeringselementen läggs

ut på den packade fyllningen och fästs ihop med fasadenheterna, eller läggs mot en permanent eller temporär fasad, viks tillbaka över det packade lagret och förspänns.

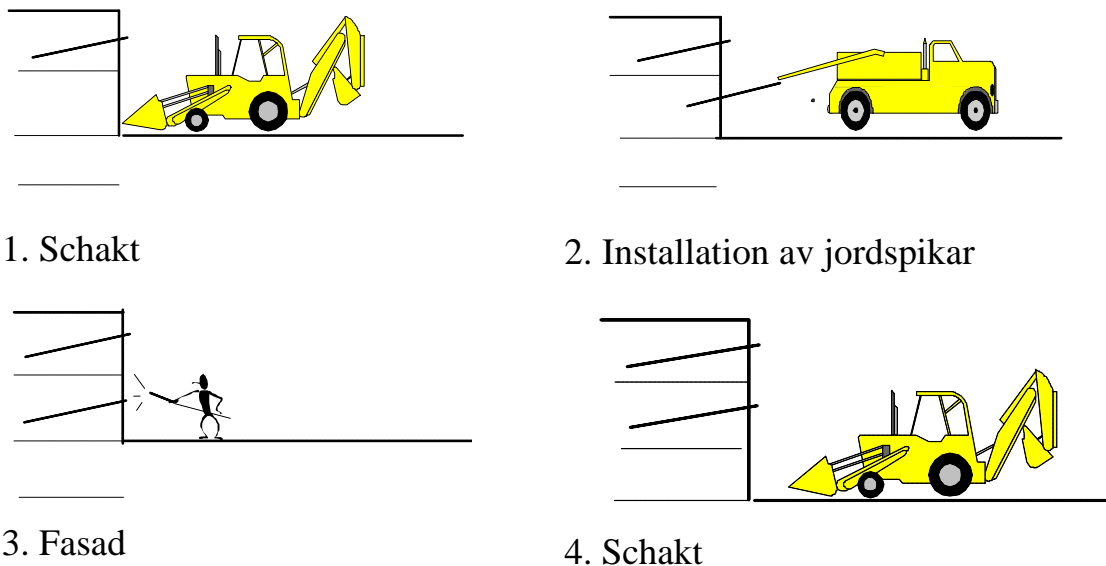
Instruktioner som ges i dimensioneringen liksom riktlinjer som ges av materialtillverkaren eller beställaren måste alltid beaktas. Fasadinfästningar skall följa kraven och toleranskraven som ställs på konstruktionsritningarna. Särskild försiktighet skall tas vid kontrollen av den faktiska riktningen hos de element som skall ta dragkrafter. Likaså måste läget och utbredningen av eventuella överlappningar och den rätta nivån för armeringen kontrolleras.

8.2 JORDSPIKNING

Följande steg kan inkluderas i arbetet när en jordspikad konstruktion skall byggas:

- förberedande arbete
- schakt/preparering av släntens yta
- jordspikning
- installation av dränering
- installation av fasad

Processen visas i Figur 8.1.



Figur 8.1 Olika steg i byggandet av en jordspikad slänt

I de fall jordspikning används för att förstärka befintliga slänter, kan det förberedande arbetet, schaktning och fasaden eventuellt utelämnas. I detta kapitel ges en kort beskrivning av varje del i processen enligt utkastet till prEN 14490 För ytterligare detaljer avseende krav som sammanhänger med

utförande bör standarden användas. Innan arbetsutförandet påbörjas måste entreprenören förses med nödvändig information. Detta behandlas vidare i Kapitel 10.

8.2.1 Förberedande arbete

Det förberedande arbetet kan omfatta någon eller samtliga av nedanstående punkter:

- utsättning/inmätning av släntens geometri och läge
- vidta åtgärder för att säkerställa tillgängligheten på arbetsplatsen i de fall tillgängligheten är begränsad (t.ex. tillfartsväg, schakterasser)
- yt- och grundvattenkontroll genom installation av dräneringssystem. Detta görs för att möjliggöra utförandet av jordspikningen
- utdragsförsök på testspikar för att bekräfta spikarnas antagna utdragskapacitet
- installation av kontroll/övervakningssystem
- provgropar för att undersöka jordens korttids stabilitet när den är förstärkt

Kontroll, provning och uppföljning beskrivs vidare i Kapitel 9.

8.2.2 Schakt och preparering av släntens yta

Oftast omfattar schaktarbetena ett inledande steg (grovschaktning), följt av finjustering av slänten. Innan schaktarbetena påbörjas bör följande problemställningar ha utretts:

- vem är ansvarig för släntens totalstabilitet och intilliggande mark? Restriktioner kan vara nödvändiga, t.ex. sektionvis schaktning i etapper.
- schaktbegränsningar så som slutgiltig släntlutning, utökning av arbetsområdet, temporära schaktnivåer
- schaktens toleranser, t.ex. acceptabel avvikelse för släntens lutning, toleransen för de olika schaktetappernas höjder
- övervakningssystem för att säkerställa toleranskontroll
- vilka åtgärder som skall vidtas om toleranserna överskrids
- hur oförutsedda omständigheter så som stenblock eller låg stabilitet vid släntens yta skall hanteras

Fyllningsmaterial återfinns ibland och kan vara av låg kvalitet, vilket leder till kort tid som slänten kan stå oförstärkt. Särskilda åtgärder kan vara nödvändiga för att förhindra stabilitetsbrott.

Tidsperioden mellan finjustering av släntens yta, jordspikning och byggande av fasad bör vara begränsad. Grävandet av provgropar under de

förberedande arbetena kan ge riktlinjer för den maximala tiden som ytan kan stå oförstärkt. Baserat på denna information bestäms sedan den maximala släntlängden som kan finjusteras i förväg.

Under schaktarbetena bör de faktiska mark- och grundvattenförhållandena jämföras med vad som står i rapporten från de geotekniska grundundersökningarna. Om det finns avvikelser rapporteras dessa i enlighet med vad som står i kontraktet. Beroende på vilka avvikelser som finns kan förändringar av dimensionering eller laster, såsom t.ex. lokal motfyllning, vara nödvändig.

8.2.3 Spikinstallation

Följande frågor bör vara klarlagda innan jordspikningen påbörjas:

- typ av jordspik och installationsmetod
- toleranser för jordspikningen enligt kapitel 9.

Det finns i princip två metoder för installation av jordspikar: direkt installation och borrarad installation. Den direkta installationen kan utföras med metoder som verkar genom slagning, vibrering eller skjutning. Installation med borrarad och injektering kan utföras antingen med gravitations- eller tryckinjektering.

Installationsmetoden bör väljas med hänsyn till de specifika förhållanden som råder på platsen. Om hinder för jordspikningen förekommer, så som block som förhindrar installation till spikens fulla längd eller med rätt vinkel, måste en annan installationsmetod eller annat läge för jordspikarna väljas. Fullständigt eller delvis installerade spikar bör inte avlägsnas.

Under transport och förvaring bör spikarna hanteras med varsamhet för att garantera deras kvalitet. All spikinstallation utförs på ett kontrollerat vis så att jord och tidigare installerade spikar inte påverkas på ett negativt sätt. Innan spikarna installeras kontrolleras de för att säkerställa att deras tillstånd uppfyller krav ställda i dimensioneringen.

Kontroll under installationen, beskrivs i Kapitel 9.

8.2.3.1 Direkta installationsmetoder

Vid direkta installationsmetoder installeras en slagen spik genom slagning, vibrering eller skjutning. Vid direktinstallerade spikar står armeringselementet i direktkontakt med jorden, utan något injekteringsbruk. I de fall där spiken inte tillverkas i ett stycke, är det viktigt att skarven utförs på ett sådant sätt att spikens lastöverförande egenskaper inte påverkas.

Jordspiken skall ha tillräcklig styvhet för att kunna slås in i jorden utan att knäckas. Den erforderliga styvheten bestäms utifrån markförhållandena (packningsgrad) och vilken typ av installationsutrutning som används.

Under installationen registreras installationsdjupet och slagningstiden. Slagningstiden ger en indikation på om fastare eller lösare jordlager påträffas utefter spiken.

8.2.3.2 Installationsmetoder, borrar

Borrade installationsmetoder omfattar huvudsakligen två olika metoder:

- Konventionell spik - Ett hål borrar och spiken installeras mitt i detta. Därefter fylls hålet från botten och upp med injekteringsbruk. Armeringselementet kan även installeras efter att hålet fyllts med bruk.
- Samtidig borrar och injektering – Spiken i sig används som borrar. Under borrarningen fylls hålet samtidigt med injekteringsbruk. Efter installationen lämnas borrar-kronan kvar.

Borrtekniken bör väljas så att nedanstående villkor uppfylls:

- Den nominella spikdiametern uppnås utefter spikens hela längd.
- Hålet bör borrar till ett djup som säkerställer att spiken får den längd som krävs i dimensioneringen. Vid vissa borrar-metoder kan det vara nödvändigt att överdimensionera borrarningen.

För att säkerställa ett minsta täckskikt av injekteringsbrukets utefter hela spiklängden fördelas centreringar med jämna avstånd längsmed spiken. Det rekommenderas att jordspiken injekteras snarast möjligt efter att den borrarats, åtminstone samma dag.

Det finns enligt prEN 14490 huvudsakligen tre olika typer av borrar:

- Borrar utan foderrör
Denna typ av borrar med skruv kan användas i jordar som har förmågan att stå oförstärkta. Man bör undvika ett allt för omfattande avlägsnande av jord under borrarningen, t.ex. på grund jordlager som kollapsar. Om det finns risk för borrarhålskollaps, kan bruket av ”hollow stem auger” skruvborrar vara ett sätt att möjliggöra installation av armeringselementet och injektering innan skruvborrar avlägsnas. Spolningstekniker kan användas i alla slags jordar, under förutsättning att man vid valet av spolmedium tar hänsyn till vilken typ av jord. I För jord som kan stå oförstärkt kan luft användas som spolmedium, medan tyngre vätskor, (t.ex. injekteringsbruk), i mindre stabila hål.
- Foderrörborrar

Denna metod används i jord som inte klarar av att stå öppen utmed det borrarade hålets hela längd innan det injekterats. I jord som inte kan stå oförstärkt bör injekteringen utföras innan foderrören avlägsnas.

- **Borring med armeringselement**
En borrkrona fastsätts på armeringselementet. Injekteringsbruk används oftast som spolmedium. I vissa fall resulterar samtidig borring och injektering i en förstörd injekteringskropp. Följaktligen bör borrhastigheten, injekteringstrycket och flödes hastigheten anpassas efter rådande jordförhållanden.

Den andra delen av installation med borring utgörs av injekteringen, vilken kan utföras antingen som gravitations- eller tryckinjektering:

a) **Gravitationsinjektering**

En slang förs ner till borrhålets botten och injektering utförs utan avbrott från botten av hålet till toppen tills utspätt och rent injekteringsbruk kommer upp ur hålets mynning. Hastigheten med vilken slangen dras upp, bör säkerställa att slangöppningen är under injekteringsbrukets yta under hela proceduren.

b) **Tryckinjektering**

En injekterings slang kopplas till armeringselementet och injekteringen utförs under spikslagningen eller efter att slagningen är utförd. Systemet med rotationsborring och samtidig spolning med injekteringsbruk kallas ibland dynamisk tryckinjektering.

Injekteringsbruket bör användas omedelbart efter att det blandats. Kontroll görs att hela satsen uppfyller de krav som ställts under dimensioneringen. En lämplig installationsteknik bör väljas för att säkerställa att inga fenomen så som luftbubblor, som kan verka skadligt på spikens kapacitet och hållbarhet, uppstår. Under injekteringen bör volymen av injekteringsbruket och injekteringstrycket registreras för varje spik.

Om ”hollow stem auger” metoder används bör skruvborrens rotation när den dras ut ur hålet inte gå i motsatt riktning jämfört med vid indrivandet under det att den dras ut ur hålet, eftersom detta kan orsaka att jorden blandas med injekteringsbruket och därmed minska brukets hållfasthet.

8.2.4 Dräneringsinstallation

Ett effektivt dräneringssystem utgör en viktig del av en jordspikad konstruktion eftersom yt- och grundvatten kan ha en skadlig effekt på slänten. Det är därför viktigt med dränering dels under byggandet, och konstruktionens livslängd. Om oförutsedda grundvattenförhållanden

uppträder under byggandet skall kontroll utföras för att bestämma om det är nödvändigt att förändra dräneringssystemet.

Ytvatten kan kontrolleras t.ex. genom avskäranden diken eller kanaler. Dessa bör normalt utföras innan jordspikningen påbörjas. Inre dränering eller dräneringsdukar direkt bakom fasaden kan kontrollera grundvattnet. Vattnet från dränerna bör samlas upp vid en punkt och tömmas ut i enlighet med gällande miljöregler.

Det finns i huvudsak tre olika typer av dränering:

1. yttränering (t.ex. dukar, kanaler, diken)
2. fasaddränering (t.ex. geotextilfilter, dräneringshål)
3. djupdränering (t.ex. dräneringsrör)

De tre olika dräneringstyperna behandlas i Kapitel 2.

På ytan ovanför den jordspikade slänten kan dukar användas för att kontrollera ytvattnet. Särskild noggrannhet bör iakttas vid omlottläggandet av dukarna för att undvika att vatten tränger in mellan duk och mark. Det kan vara nödvändigt att fästa dukarna i marken för att förhindra att de lyfts av vinden.

Dräneringskanaler, oftast bestående av betong, kan användas för att samla upp ytvattnet. Om dräneringskanaler används är det viktigt att de utförs på så vis att de har kontinuerligt fall till en uppsamlingspunkt och att alla skarvar är vattentäta. Kanalen utförs med expanderade skarvar så att funktionen består även vid differentialsättningar och temperaturberoende deformationer. Det säkerställs även att kanalen inte dämmer eller att vatten kan tränga ner i jorden under kanalen.

Ett dräneringsdike är en annan möjlighet att samla upp ytvatten. Schaktarbetet görs på ett kontrollerat vis så att tiden som diket står öppet minimeras. Innan diket återfylls kan det kläs med en geotextil för att förhindra att finpartiklar med tiden täpper till dräneringen. Dräneringen (perforerat rör eller filterbrunn) bör inspekteras för att säkerställa att den är oskadad och kan fungera som en kontinuerlig drän. Dräneringen utförs med ett kontinuerligt fall ned till uppsamlingspunkten.

För att kunna ha kontroll på vattnet bakom fasaden kan dräneringsfilter av geotextil användas. Oftast installeras dräneringsfiltret av geotextil vertikalt med ett visst avstånd från varandra. I vissa fall kan det vara lämpligt med extra horisontella band vid varje sprutbetongskarv eller i områden med mycket vatten. För att undvika att betongfasadens kvalitet nedsätts,

rekommenderas att den andel av fasadens yta som utgörs av filter inte överstiger 15 procent. Dräneringen måste vara kontinuerlig från murens krön till dess fot, och vara hopskarvad med tillräcklig överlappning för att säkerställa ett kontinuerligt hydrauliskt flöde. Filtret måste fästas ordentligt vid marken för att undvika tomrum bakom fasaden. Åtgärder måste vidtas för att förhindra att filtret skadas under efterföljande schakt- och fasadarbeten.

Om fasad av sprutbetong eller annan fasad med låg permeabilitet används, bör dräneringshål tillämpas. Dräneringshål med en minsta diameter av 25 mm möjliggör att vatten obehindrat kan rinna ut från baksidan av fasaden. Om möjligt, bör dräneringssystemet provas innan fasaden monteras.

I vissa fall kan det vara nödvändigt att använda s.k. djupdränering, och i så fall bör dräneringen ha ett minsta fall av 5 procent mot fasaden. Ett installationssätt som säkerställer att dräneringsröret inte skadas och att jord inte smetas över filtret bör väljas. Skarven mellan dräneringen och fasaden bör utföras så att vatten kan rinna genom dräneringen och inte eroderar jorden runt skarven.

Oftast används inte avvattningssystem eftersom jordspikning vanligtvis utförs ovan grundvattenytan.

8.2.5 Fasadinstallation

För att undvika lokalt brott i släntens yta bör fasaden installeras snarast möjligt efter schakt och installation av jordspik. I vissa fall kan det vara nödvändigt att utföra jordspiksinstallationen genom en skyddande jordvall framför slänten/muren. En annan möjlighet är att täcka slänten med ett tunt lager sprutbetong direkt efter schaktningen.

Maxhöjden för varje schaktetapp bör bestämmas utifrån beräkningar och erfarenhet från projekt med liknande jordförhållanden. Det kan vara nödvändigt att utföra schaktarbetena etappvis för att undvika att släntbrott innan jordspikarna installeras. Mellan två schaktetapper rekommenderas att minst 24 timmar tillåts förflyta, så att injekteringsbruket tillåts få en viss hållfasthet.

Det är viktigt att beakta dränering förr slänten under hela arbetsutförandet; ett oförutsett vattenförande jordlager kan få stora konsekvenser för ytstabiliteten. Om geosynteter används som fasad för en naturlig slänt är det viktigt att geosynteten fästs ordentligt vid slänten, så att den kan mobilisera kraft vid små släntrörelser.

Kapitel 9

Kvalitetskontroll – kontroll, provning och uppföljning

Detta kapitel är baserat på utkastet till de Europeiska utförandestandarderna för Armerad fyllning (prEN 14475) och Jordspikning (prEN 14490). Information från andra standarder och handböcker har inarbetats i kapitlet, (t.ex. British standard, Clouterre, FHWA).

Problem relaterade till rörelser i konstruktionen under byggnationen, är vanliga hos armerade jordkonstruktioner, i synnerhet då fasaden utgörs av stora enskilda paneler. När en vertikal armerad jordkonstruktion byggs upp på höjden, kommer de undre jordlagren att konsolidera vilket orsakar sättningar och utåtriktade rörelser. Det är därför av vikt att säkerställa arbetsutförandets och materialens kvalitet. Det är en fördel om kontroll, uppföljning och försök av denna typ av konstruktioner utförs av kvalificerade och erfarna specialister i enlighet med dimensioneringen och kontraktshandlingarna, se vidare Kapitel 10. I kontraktshandlingarna definierad nivå och omfattning av uppföljningen och de försök som skall utföras, samt typ och toleranskrav för den uppföljning som krävs.

De problem med rörelser som uppstår under byggnationen av armerade jordkonstruktioner som innehåller mjuk eller flexibel fasad kan inte försumas. Arbetsutförandet är jämförbart med de förhållanden som råder vid normalt anläggningsarbete. Kontroll, provning och uppföljning för denna typ av armerade jordkonstruktioner har vissa speciella krav, relaterade till armeringens kvalitet, riktig förvaring, skydd mot skada, förspänning och t.ex. underhåll av vegetation.

För en jordspikad konstruktion är det alltid viktigt att kontroll, provning och uppföljning utförs för att säkerställa arbetets kvalitet och att arbetet följer kraven som ställs i kontraktet, se vidare i Kapitel 10. Kvalificerade och erfarna personer bör utföra kontroll, provning och uppföljning.

9.1 KONTROLL

9.1.1 Armerad jord

Kontroll bör utföras i enlighet med kontraktet. Kontroll omfattar dokumentering, provning och uppföljning under alla skeden av arbetsutförandet: förvaring och hantering av fasadenheter och armeringselement, schakt för grundläggning, packning av fyllning och dräneringsmaterial. För armerade jordkonstruktioner som innehåller stål- och/eller geosyntetisk armering bör kontroll utföras enligt prEN 14475.

Under de olika byggskedena behöver arbetsutförandet kontrolleras med avseende på följande:

- förberedelser på byggplatsen (jordförhållanden för grundläggningsarbeten, grundvattennivå, dräneringsförhållanden)
- fyllningsmaterial (vattenkvot, densitet, kornstorleksfördelning, skjuvhållfasthetsparametrar, organiskt innehåll)
- armering (identifikation, vikt per ytenhet, tvärsnittsarea, vidd, tjocklek, inbördes avstånd mellan tvärgående element). För geosyntetisk armering håller ett standarddokument för kvalitetskontroll på byggplatsen på att utformas. Detta kommer att ges ut som en EN standard eller CEN-Teknisk rapport (CEN TC 189 arbetsobjekt 70)
- fasad (förvaringsförhållanden, allmänna dimensioner, sprickor eller andra brister, skarvar)
- dränering (rör, kornstorleksförhållande för återfyllning, krav på filteregenskaper, kornstorleksförhållande, organiskt innehåll)

9.1.2 Jordspikning

Kontroll utförs i enlighet med kontraktet. Kontroll omfattar dokumentering, provning och uppföljning under byggandet.

En installationsplan för jordspikarna bör finnas på byggplatsen och skall enligt prEN 14490 innehålla nedanstående information:

- spiktyp
- antal spikar
- läge och orientering för varje spik, samt tolerans i relation till given nollpunkt
- bärförmåga för spiken (utdragskapacitet)
- installationsteknik
- kända hinder och andra restriktioner för jordspikningens utförande
- datum och tidpunkt för installation av varje spik

- korrosionsskyddsmetod
- utförda provbelastningar

Som ett komplement till installationsplanen bör installationen av varje enskild spik dokumenteras, varvid nedanstående information kan inkluderas:

- spikbenämning
- Installationsdatum
- spiktyp, diameter, längd och läge
- borrar metod
- borrhål med/utan foderrör
- spolningsmetod
- grundförhållanden (kort beskrivning)
- vattenförhållanden
- förbrukad mängd injektering
- anmärkningar, kommentarer
- särskilda åtgärder

Dokumenteringen förvaras tillsammans med övrig dokumentation för byggnationen.

9.2 PROVNING

9.2.1 Armerad jord

Försök på materialkomponenter hos armerade jordkonstruktioner utförs enligt ENV 1977 och specifikationerna som ges av dimensioneringen. Kvalitetsansvarig dokumenterar regelbundet den information som krävs i projektets uppföljningsplan. Detta omfattar vanligtvis dokumentation av utförda tester och certifikat som tillhandahålls av armeringstillverkarna. I dokumentationen anges försöksmetod med tillhörande resultat, samt slutsatser om testresultaten uppfyller specificerade krav.

9.2.1.1 Försök för fyllningsmaterial

Försök för fyllningsmaterial bör utföras för de material som används på byggplatsen i form av:

- Fältförsök för att kontrollera torrdensitet och vattenkvot för det packade materialet.
- Laboratorie- eller fältförsök för jordens skjuvhållfasthet

Följande försök kan också utföras:

- laboratorieförsök för att bestämma friktionen mellan fyllning och armering
- laboratorieförsök för att bestämma fyllningens elektrokemiska egenskaper

9.2.1.2 Armering

För armeringen kan fältförsök utföras med det fyllningsmaterial och den packningsutrustning som används på byggplatsen. Detta görs, om kunskapen om armeringen är begränsad, för att kontrollera hur känslig armeringen är för installationsskador. För armering som levereras till byggarbetsplatsen säkerställer leverantören att materialet uppfyller de krav som ställs i dimensioneringen. Försöksmetoder enligt prEN 14475 och i Bilaga A bör användas.

9.2.2 Jordspikning

9.2.2.1 Provbelastningar

Utdragskapaciteten verifieras med utdragsförsök (provbelastningar) på byggarbetsplatsen. Nedan följer en kort beskrivning av olika provbelastningsförsök, försöksutrustning, förslag till omfattning och tolkning av försök. Denna beskrivning är baserad på utkastet till prEN 14490.

Försöken kan utföras på en förbrukningsspik, d.v.s. en spik som belastas till brott och därmed inte kan utgöra en del av den slutgiltiga konstruktionen. En produktionsspik kan också användas. Spiken belastas till dess dimensionerande last och ingår därefter i konstruktionen som en produktionsspik.

OLIKA TYPER AV FÖRSÖK

Beroende på syftet med försöket, finns det olika typer av provbelastningssförsök för jordspikar:

- **PRELIMINÄRA FÖRSÖK** genomförs i samband med dimensioneringen. Försöket utförs på den plats där konstruktionen skall uppföras för att bestämma utdragskapaciteten som skall tillämpas i dimensioneringen. Förbrukningsspikar används och det värde som fås för utdragskapaciteten bör användas med försiktighet om en annan spiktyp eller installationsteknik väljs för den slutliga utformningen.
- Ett **VERIFIERINGSFÖRSÖK** utförs antingen innan byggandet eller under det inledande byggskedet för att verifiera att den utdragskapacitet som antagits under dimensioneringen fås i fält.
- Ett **PRODUKTIONSTEST** utförs för att verifiera ett acceptabelt last-deformations samband för spikarna vid brukslast. Försöken utförs under

produktionen. Det är viktigt att inte överbelasta spiken så att kontaktytan mellan spik och jord eller korrosionsskyddssystemet tar skada.

FÖRSÖKSUTRUSTNING

Försöksutrustningen består av följande huvuddelar:

- **Domkraft**
Domkraften bör vara utformad på så vis att lasten kan påföras spiken axiellt. Det är också att föredra om domkraftens slaglängd är tillräckligt stor för att undvika nollställning under försöket.
- **Utrustning för att mäta lasten**
Det finns två olika sätt att mäta lasten: antingen indirekt genom att avläsa det hydrauliska trycket på domkraften eller direkt genom en lastcell. Mätenheten bör kalibreras till en noggrannhet som motsvarar 1-2 procent av den maximala försökslasten.
- **Mothåll**
Det är viktigt att konstruera ett mothåll som är tillräckligt styvt för att motstå den maximala försökslasten och samtidigt säkerställa att den inte inverkar på den uppmätta utdragskapaciteten.
- **Deformationsmätning**
Mätklockor med en mätnoggrannhet av minst 0.1 mm bör användas. De bör kunna mäta 0.02 mm. Åtminstone två mätklockor bör användas för att kunna ge en genomsnittlig avläsning om uppställningen inte är helt centrisk. Det är viktigt att mätklockorna avskiljs från domkraften och fastsätts på en fristående ram som är tillräckligt styv för att den inte skall kunna röra sig på grund av andra orsaker så som vibrationer, klimatpåverkan o.s.v.

PROVNINGSGENOMFÖRANDE

Preliminära försök och verifieringstester för jordspikar omfattar följande steg:

1. En liten last påförs spiken (som inte överstiger 10 procent av antagen brottlast) för att centrera försöksutrustningen.
2. Lasten påförs stegvis. Sikta på minst 10 laststeg innan brott, och påför därför en tiondel av den antagna brottlasten i varje steg. För varje laststeg registreras deformationen vid 1, 2, 4, 8 och 16 minuter. Om spikens rörelse mellan 8 och 16 minuter överstiger 0.1 mm bör ytterligare avläsning göras vid 32 minuter.
3. Den stegvisa lastökningen fortsätter till brott.

Vid produktionsförsök utsätts spiken bara för en last som motsvarar den dimensionerande lasten multiplicerad med en faktor. Faktorn kan ges

samma värde som partialfaktorn som använts under dimensioneringen. Eftersom det enda syftet med detta försök är att verifiera att spiken har ett tillfredställande last-deformations förhållande för brukslasten, kan antalet laststeg minskas i jämförelse med försök som utförs på förbrukningsspikar.

För att säkerställa att lastöverföringen endast sker utmed spikens förankringslängd har ett kriterium för en minsta deformation fastställts. Spikhuvudets deformation bör vara större än den teoretiska förlängningen hos spikens fria längd.

$$HL \geq 0.8 P \frac{UL 10^6}{AE} \quad (9.1)$$

P	är maximal påförd last (kN)
UL	är fri längd (m)
A	är stålets tvärsnittsarea (m ²)
E	är stålets elasticitetsmodul (200 GPa)

FÖRSLAG TILL OMFATTNING

Tabell 9.1 är tagen från utkastet till den Europeiska utförandestandard för jordspikning prEN 14490 och ger förslag på omfattning av provbelastningen. Omfattningen beror på om konstruktionen klassificeras som en konstruktion i kategori 1, 2 eller 3.

- konstruktion i kategori 1 – försumbar fara för liv eller egendom
- konstruktion i kategori 2 – ingen exceptionell fara för liv eller egendom
- konstruktion i kategori 3 – konstruktioner som inte sorterar in under kategori 1 eller 2.

Tabell 9.1 Föreslagen minsta omfattning för provbelastningar enligt utkastet prEN 14490

Försökstyp	Utredning	Lämplighet	Föreslagen minsta lastförsöksfrekvens	
			Acceptans N ₂₅ > 1 per 1,5 m ²	N < 1 per 1,5 m ²
Kategori 1	Valfri	Valfri	Valfri	
Kategori 2	Valfri	S2	A2a	A2b
Kategori 3	Valfri	S3	A3a	A3b

Förkortningarna förklaras i Tabell 9.2 nedan.

25 Antal spikar per m² slänt

Tabell 9.2 Förklaringar till Tabell 9.1

S2	Om erfarenhet saknas för den aktuella jorden, används 1 försöksspik per jordtyp och minst 3 försöksspikar totalt. Om erfarenhet finns för jorden på platsen (försök eller jordspikade konstruktioner utförda tidigare under liknande förhållanden) är verifieringsförsök valfritt.
S3	Som för S2 men minst 2 försöksspikar per jordtyp och minst 6 försöksspikar totalt.
A2a	Minst 5 försöksspikar används om slänten som skall jordspikas är mindre än 1000 m ² . Om släntarean överstiger 1000 m ² utförs minst 1 försök per 400 m ² slänt.
A2b	Minst 3 försök genomförs om antalet spikar är mindre än 200. Om antalet spikar är större än 200 utförs försök på 1,5 % av antalet spikar.
A3a	Minst 5 försöksspikar används om slänten som skall jordspikas är mindre än 1000 m ² . Om släntarean överstiger 1000 m ² utförs minst 1 försök per 200 m ² slänt.
A3b	Minst 3 försök genomförs om antalet spikar är mindre än 200. Om antalet spikar är större än 200 utförs försök på 2,5 % av antalet spikar.
För alla produktionstester tillämpas även följande kriterium - minst en test per jordtyp och schaksteg. Det är också viktigt att fördela försöksspikarna jämnt över konstruktionen.	

TOLKNING AV FÖRSÖKSRESULTAT

Resultaten från försöken plottas i ett kraft- och deformations-diagram. I de fall där ett distinkt maxvärde fås är det relativt enkelt att utvärdera den maximala utdragskapaciteten. I vissa fall fås inget distinkt maxvärde och ett annat brottkriterium måste användas. Ett förslag är att använda den kraft som medför fortsatt rörelse utan att ytterligare last behöver tillföras.

Ett distinkt toppvärde indikerar att spiken har ett sprött brott. Ett segt brott är dock att föredra och därför kan det vara bättre att använda residualvärdet i dimensioneringen. Se vidare diskussion om vilken friktionsvinkel som bör användas i Kapitel 2.2.3.

9.2.2.2 Materialförsök

Leverantören bör säkerställa att de material som levereras till byggarbetsplatsen motsvarar kraven som ställs i dimensioneringen. Injekteringsbruk och sprutbetong blandas på plats och därför är det

nödvändigt att utföra försök för att säkerställa att materialet uppfyller kraven. Materialförsök utförs på injekteringsbruket för att säkerställa att det har den önskade karakteristiska hållfastheten. För sprutbetong utförs försök både på material från preliminära försökspaneler och på material från den slutliga fasaden.

9.2.2.3 Fasadstabilitet

I vissa fall kan det vara lämpligt att utföra försök för att säkerställa schaktstabiliteten hos den jordspikade konstruktionen. Detta försök utförs genom att gräva en provgrop med släntlutning och djup motsvarande släntlutningen och shackthöjd enligt dimensioneringen. Provgropens bredd bör vara minst dubbelt så stor som djupet och observationstiden bör motsvara den uppskattade tiden mellan installationerna av två på varandra följande spikrader.

Om drastiska jordvariationer påträffas under byggandet kan det vara lämpligt att utföra ytterligare försök avseende fasadstabiliteten under utförandet.

9.2.2.4 Beständighet

Jordspikarnas beständighet verifieras genom att säkerställa att angivna krav på materialet i dimensioneringen är uppfyllda. Injekteringsbrukets kvalitet och dess täckskikt utmed hela spiklängden säkerställs, liksom kvaliteten hos eventuellt korrosionsskyddssystem och stålqualität. Om den jordspikade konstruktionen utförs i en särskilt känslig miljö, där en kollaps hos konstruktionen skulle få svåra konsekvenser, kan försöksspikar installeras på platsen. En försöksspik är i detta fall identisk med de spikar som installeras som produktionsspikar, men är kortare (1-1,5 m). Om produktionsspikarna injekteras installeras försöksspikarna utan injekteringsbruk, för att simulera effekten av sprickor i injekteringsbruket. Försöksspikarna schaktas fram med regelbundna intervaller och följande försök utförs:

- visuell undersökning
- spikens vikt bestäms
- mekaniska dragbelastningsförsök

Ytterligare information om hur försöksspikar kan användas för verifiering av långtidsuppträdandet hos jordspikar finns i Clouterre – Schlosser m. fl., (1991).

9.3 UPPFÖLJNING

9.3.1 Allmänt – Armerad jord och Jordspikning

Denna del är huvudsakligen baserad på information från FHWA's fältinspektörsmanual för Jordspikning, men är också tillämpbar för armerad jord.

Syftet med uppföljning under byggandet är att verifiera att utförandet genomförs enligt dimensioneringen och att de antaganden som gjorts under dimensioneringen är relevanta. Om avvikelser observeras, möjliggör resultaten från uppföljningen att konstruktionen kan modifieras, så att en konstruktion med hög kvalitet säkerställs.

Nedan följer en kort summering av uppföljning för olika delar av konstruktionen som kan vara relevanta. Ytterligare uppföljning kan vara nödvändig beroende på byggarbetsplatsens storlek och läge. Innan utförandet påbörjas bör nedanstående punkter ha klarlagts:

- ansvarig för uppföljningen. Denna person betecknas kvalitetsansvarig i den följande texten. Ytterligare information återfinns i FHWA – fältinspektörsmanual för Jordspikning
- hur ofta inspektion skall utföras
- förutspådda gränsvärden och vilka åtgärder som skall tas om gränsvärden överskrids.

9.3.1.1 Schakt och förberedande arbeten på platsen

Under de inledande arbetena kontrollerar kvalitetsansvarig om det finns skillnader mellan markytans verkliga nivå och den som redovisas på ritningarna.

Under schaktarbetena kontrollera kvalitetsansvarig:

- att byggandet utförs i enlighet med dimensioneringen.
- att toleranser inte överskrids
- tendenser till stabilitetsproblem noteras vid den dagliga inspektionen av slänt och intilliggande mark
- efter varje schaksteg kontrolleras att schakten inte drivits för långt
- säkerställer att tillräckligt mycket tid tillåts passera mellan på varandra följande schaksteg, så att injekteringsbruk ges tid att härda och erhålla erforderlig hållfasthet (för jordspikning)
- utför visuell inspektion av de schaktade materialen, för att verifiera att de överensstämmer med de markförhållanden som antagits under dimensioneringen (för jordspikning)

- Identifierar av jordtyper, lager, sprickzoner, vattenkällor och framsipprande vatten samt verifierar att dessa överensstämmer med antagandena som gjort under dimensioneringen

Om oförutsedda omständigheter, så som förändringar av mark- eller hydrauliska förhållanden, påträffas under utförandet, rapporteras detta omgående till angiven person enligt kontraktet.

9.3.1.2 Armering eller jordspikning

Innan installation av armering/jordspik kontrolleras följande:

- att armeringen och injekteringsbruket uppfyller kraven i dimensioneringen
- att de levererade stålelementen har den erforderliga rostmånen och rätt stålqualität
- att korrosionsskyddssystemet inte har utsatts för skada under transport eller förvaring

Under installationen kontrolleras följande:

- att armeringen installeras inom de toleranser som ges av dimensioneringen
- att infästningen i fasaden sker i enlighet med dimensioneringen och förankras ordentligt
- om skillnader uppdagas mellan antagna respektive faktiska markförhållanden vidtas nödvändiga åtgärder

Specifikt för spikar:

- för längre spikar används ofta skarvar för att sammankoppla armeringen. I detta fall är det viktigt att kontrollera att skarvningen utförs på ett sådant sätt att den del av spiken som gängas skarven är lika stor för båda spikdelarna. För att undvika att skarven går upp är det viktigt att kontrollera att gängan är låst
- för borrade spikar verifieras att hålet borrar inom toleranserna med hänsyn till lutning, längd och diameter. För vissa jordförhållanden kan det vara nödvändigt att inspektera hålen för att säkerställa att de inte rasar igen
- för injekterade spikar bör det verifieras att centreringsrings installeras med jämna avstånd och att dessa inte hindrar flödet av injekteringsbruket. Detta för att säkerställa ett minsta täckskikt med injektering. Verifiera att spiken är placerad mitt i hålet
- verifiera att spikarna installeras till rätt längd och med rätt lutning, lutningstoleransen $\pm 3^\circ$ är vanlig

- Att spikarna installeras med försiktighet så att skador på spikar och korrosionsskyddssystem undviks.

9.3.2 Armerad jord

9.3.2.1 Fasad

Under utförandet:

- kontrollera att fasadens materialegenskaper överensstämmer med dimensioneringen
- kontrollera att fasadens typ och geometriska dimensioner är korrekta

9.3.2.2 Dränering

- om fasaddränering och dräneringshål används verifieras att dessa har installerats enligt specifikationerna och att de ger en kontinuerlig dräneringsväg
- om en geosyntetisk dräneringsduk används bakom fasaden kontrolleras den regelbundet under byggandet och eventuella skador repareras så att dess funktion bibehålls

9.3.3 Jordspikning

Detta kapitel är i huvudsak baserat på information från FHWA's fältinspektörsmanual för Jordspikning.

9.3.3.1 Injektering

Under injekteringsarbetena kontrollera kvalitetsansvarig följande:

- för gravitationsinjekterade spikar verifieras att injekteringen börjar vid hålets botten och att slangöppningen förblir under injekteringsbrukets yta när den dras upp
- mängd injekteringsbruk som pumpas in i hålet mäts och registreras. Uppskatta rimligheten i förbrukad mängd injektering genom att dividera verklig injekteringsvolym med hålvolymen
- verifiera att skruvborren, när den tas upp, inte roteras i motsatt riktning jämfört med vid indrivningen
- att injekteringsbruket blandats i enlighet med den godkända dimensionerade blandningen
- verifierar att injekteringsbruket har den erforderliga hållfastheten. Utför försök på kuber med injekteringsbruk
- verifiera korrekt förankrings- respektive friarlängden hos försöks-spikarna

9.3.3.2 Dränering

- om dräneringsdukar används inspekteras och repareras dessa regelbundet så att deras funktion bibehålls
- om fasaddränering och dräneringshål används verifieras att dessa har installerats enligt specifikationerna och att de ger en kontinuerlig dräneringsväg

9.3.3.3 Fasad

Under arbetet med fasaden kontrollera kvalitetsansvarig följande:

- att fasadens materialegenskaper överensstämmer med dimensioneringen
- verifierar att fasadens utformning är riktig t.ex.:
 - antalet svetsade ståltrådsnät eller geonät stämmer och att de har den föreskrivna överlappningen
 - sprutbetongens tjocklek
 - slutliga släntlutningen överensstämmer med dimensioneringen.
- för schaktade slänter är det också viktigt att säkerställa att fasaden (vanligtvis sprutbetong) anbringas inom den angivna tidsgränsen, för att undvika att brott sker hos det aktuella schaktsteget

9.3.3.4 Korrosionsskyddssystem

Under installationen av jordspikarna verifieras att installationsproceduren inte skadar korrosionsskyddssystemet, t.ex.:

- kontrollera att den levererade stålkärnan har erforderlig rostmån och rätt stålqualität
- kontrollerar att centreringarna installeras med de avstånd längs spiken som krävs för att garantera det föreskrivna täcksiktet med injekteringsbruk
- kontrollera att ingen skada (sprickor) fås på spikarnas skyddande skikt

Kapitel 10

Upphandling

10.1 SYFTE

Det finns i princip två skilda typer av entreprenadformer inom anläggnings- och byggnadsarbeten: ”utförandeentreprenad / generalentreprenad” respektive ”totalentreprenad”. Dessa tillämpas emellertid sällan i sina renaste former. Ofta innehåller det fasta entreprenadarbete en blandning av bägge dessa entreprenadformer i en eller annan form.

Syftet med detta kapitel är att diskutera vilken effekt den valda entreprenadformen får för upphandling, förfrågningsunderlagets innehåll och ansvaret för olika aktiviteter. I denna vägledning betraktas endast de två entreprenadformerna, ”utförandeentreprenad / generalentreprenad” och ”totalentreprenad”, i sin ursprungliga form. Det finns emellertid ett antal andra entreprenadformer, så som “perform – operate – transfer” etc., men dessa behandlas inte här.

Huvudsyftet med kapitlet är att ställa de frågor som behöver beaktas för att utföra arbetet. Ansvaret för olika aktiviteter kan variera mellan olika projekt och de förslag som ges i kapitlet bör endast betraktas som förslag. Det rekommenderas dock att ansvaret för de olika aktiviteterna klargörs innan arbetena påbörjas.

10.1.1 Utförandeentreprenad / Generalentreprenad

Beställaren förser entreprenören med konstruktionshandlingarna och entreprenören utför arbetena i enlighet med beställarens projektering. Projekteringen omfattar också projektets funktion, vilken efter arbetenas färdigställande faller på beställarens ansvar.

Beställaren kan kontraktera de olika typerna av byggföretag (schakt, bygg, installationer etc.) och styr alla arbeten själv, eller anlitar en huvudentreprenör – generalentreprenören – för att utföra alla arbetena som en entreprenad (”generalentreprenad”). Arbeten som inte faller under

huvudentreprenörens affärsverksamhet täcks in genom att huvudentreprenören handlar upp underentreprenörer.

10.1.2 Totalentreprenad

Beställaren överlämnar ansvaret med att utföra dimensioneringen till entreprenören, som därmed övertar det fulla ansvaret för projektets hela utförande, inklusive konstruktionens funktion.

Beställaren definierar huvudutformning, funktionskrav och andra krav i ett program, som utgör grunden för anbudsförfarandet och kontraktet med den utvalda entreprenören.

Entreprenören anlitar ofta en underentreprenör i form av en konsult som genomför konstruktionsberäkningarna och tar fram ritningar och specifikationer för utförandet m.m. Entreprenören anlitar också underentreprenörer för arbeten som inte omfattas av hans affärsverksamhet.

10.2 FÖRFRÅGNINGSUNDERLAGETS INNEHÅLL

10.2.1 Information som behöver beaktas

Förfrågningsunderlagets utformning kommer därför att bero på vilken entreprenadform som tillämpas. Samma information behöver emellertid beaktas för utförandet, men beroende på vilken entreprenadform som väljs, hamnar ansvaret att tillhandahålla eller inhämta denna information på endera parten.

Den information som behöver beaktas, samt fördelningen mellan parterna med avseende på inhämtande och tillhandahållande av denna information för respektive entreprenadform, redovisas i Tabell 10.1 till Tabell 10.5.

Den part som tillhandahåller information är ansvarig för dess riktighet.

Denna vägledning är ett försök att redovisa informationen så fullständigt som möjligt, med huvudsyfte är att beskriva den information som krävs.

Den aktuella entreprenadformen eller blandningen av entreprenadformer beaktas när tabellerna studeras, och därför, vilket påpekats tidigare, skall den föreslagna ansvarsfördelningen endast betraktas som en riktlinje.

10.2.2 Förfrågningsunderlag för utförandeentreprenad/generalentreprenad

10.2.2.1 Information som tillhandahålls av beställaren

Vid en utförandeentreprenad / generalentreprenad är det beställarens ansvar att tillhandahålla entreprenören med dokument som har tillräcklig information för att konstruktionen skall kunna byggas. Detta görs vanligtvis i förfrågningsunderlaget. Exempel på information som är viktig att ha med i dokumenten, antingen i form av specifikationer och/eller ritningar, visas i Tabell 10.1 till Tabell 10.5. Konstruktionen visas i både plan, sektion och detaljer på ritningarna.

10.2.2.2 Information som tillhandahålls av entreprenören

Det är entreprenörens ansvar för att ta fram en genomförandebeskrivning för utförande baserat på informationen från beställaren. Arbetena kan påbörjas efter det att beställaren godkänt genomförande beskrivningen.

10.2.3 Förfrågningsunderlag för totalentreprenad

10.2.3.1 Information som tillhandahålls av beställaren

Som nämnts tidigare, är det för denna typ av entreprenad beställarens ansvar att förse entreprenören med en lista med krav som skall uppfyllas. Denna lista behandlas i huvudsak i Tabell 10.1.

10.2.3.2 Information som tillhandahålls av entreprenören

Det är entreprenörens ansvar att ta fram en genomförandebeskrivning för dimensionering och byggande, samt att förse beställaren med dokumentation av dimensioneringen, för att bevisa att konstruktionen kommer att uppfylla ställda krav.

Dokumentationen för dimensioneringen omfattar följande information:

- redovisa antaganden och de huvudsakliga beräkningsstegen
- redovisa brottmekanismerna och jordtrycket för armerade murar
- för jordspikning redovisa den kritiska glidytan samt säkerhetsfaktorn för den förstärkta respektive oförstärkta slänten.
- för bankar på lös undergrund redovisa den kritiska glidytan samt säkerhetsfaktorn för den förstärkta respektive oförstärkta banken
- för bankar på förstärkt undergrund redovisa stabiliteten och deformationen.
- datorprogram som använts för dimensioneringen redovisas inklusive versionsnummer
- om dimensioneringen är utförd med handberäkningar skall dessa redovisas i dokumentationen

Genomförandebeskrivningen för dimensionering omfattar informationen som är relevant för en totalentreprenad enligt Tabell 10.1 till Tabell 10.4. Genomförandebeskrivningen är ett underlag för beställarnes beslut om genomförande.

Entreprenören tar även fram en genomförandebeskrivning för utförandet. Detta dokument inkluderar informationen enligt Tabell 10.5 och arbetena kan påbörjas först efter det att beställaren godkänt genomförandebeskrivningen.

För att verifiera att konstruktionens funktion överensstämmer med av beställaren ställda krav, upprättar entreprenören ett kontrollprogram enligt Tabell 10.5. Kontrollprogrammet inkluderar även omfattningen av den dokumentation som skall utföras under byggandet. Kontrollprogrammet godkänns av beställaren innan arbetena kan påbörjas.

Tabell 10.1 Allmän information (ex.)

	Entreprenadform			
	U/G ²⁶		T ²⁷	
Allmän information	Beställare	Entreprenör	Beställare	Entreprenör
KRAV:				
Konstruktionens slutliga funktion	(x) ²⁸		x ²⁹	
Säkerhetsnivå	(x)		x	
Konstruktionens geometri	x		x	
Konstruktionens estetik/utformning	x		x	
Tillåtna deformationer under den tekniska livslängden	x		x	
Laster (permanenta, temporära och dynamiska)	(x)		x	
Teknisk livslängd (temporär, permanent)	(x)		x	
Krav på mätutrustning, typ och kvantitet	x		x	
Tillämpade regler och standarder	x		x	
Konstruktionstyp, krav/önskemål från beställaren	x		x	
RESTRIKTIONER:				
Begränsad tillgänglig tid för byggande eller andra begränsande faktorer ex. trafik vägar/ järnvägar.	x		x	
Begränsningar för byggmetod beroende på miljöhänsyn, t.ex. buller, vibrationer, föroreningar	x		x	
Begränsningar beroende på tidvatten eller kallt klimat.	x		x	
Begränsningar på grund av arkeologiska restriktioner	x		x	
Rättsliga begränsningar (t.ex. sänkning av grundvattenytan inte tillåten)	x		x	
ALLMÄN INFORMATION OM PLATSEN:				
RGeo, inklusive grundvattenförhållandena	x		x	
Fixpunkter för utsättning	x		x	
Information om angränsande konstruktioner och vägar; detta omfattar också konstruktioner under mark så som ledningar etc.	x		x	

²⁶ Utförandeentreprenad/Generalentreprenad

²⁷ Totalentreprenad

²⁸ (x) beställaren har denna information och kan förse entreprenören med den

²⁹ x part betecknad med x bör förse den motsatta parten med information

Tabell 10.2 Information om konstruktionen (ex.)

	Entreprenadform			
	U/G ³⁰		T ³¹	
Information om konstruktionen	Beställare	Entreprenör	Beställare	Entreprenör
DIMENSIONERANDE PARAMETRAR FÖR FyllNING OCH JORD (t.ex. friktionsvinkel, kohesion, densitet, vatten).	(x) ₃₂			x ³³
KONSTRUKTIONENS GEOMETRI OCH LASTER	(x)			x
Sektioner med konstruktionens geometri, inklusive jordprofil och grundvattennivå	x			x
Antagen last och fördelning av yttre laster och jordtryck.	(x)			x
Dimensioneringsmodell för såväl armering som fasad om detta är tillämpligt.	(x)			x
Definition av säkerhetsfaktorn och vald säkerhetsnivå	(x)			x
KONSTRUKTIONENS UTFORMNING				
Armeringens utbredning i konstruktionens längd- och tvärriktning inklusive toleranser.	x			x
För jordspikar: deras läge, installationsvinkel, längd och toleranser.	x			x

³⁰ Utförandeentreprenad/Generalentreprenad

³¹ Totalentreprenad

³² (x) beställaren har denna information och kan förse entreprenören med x den

³³ x part betecknad med x bör förse den motsatta parten med information

Tabell 10.3 Information om materialegenskaper för armerad jord (ex.)

Information om materialegenskaper	Entreprenadform			
	U/G ³⁴		T ³⁵	
	Beställare	Entreprenör	Beställare	Entreprenör
GEOSYNTETER				
Dimensionerande teknisk livslängd	x ³⁶		x	
Dimensionerande temperatur				x
Typ av geosyntet (geonät, geotextil...) ³⁷	x			x
Draghållfasthet i bägge riktningar	x			x
Krav på försök som bör utföras för att verifiera hållfasthet och töjningskaraktistik	x		x	
Skarvtyp och krav på dess hållfasthet	x			x
Avstånd mellan armeringslager	x			x
Maskvidd för geonät i relation till omgivande jord	x			x
Polymertyp inklusive beständighet (kemisk, mekanisk)	x			x
Beständighet mot UV-strålning	x			x
FYLLNINGSMATERIAL				
Dimensionerande teknisk livslängd	(x)		x	
Kornstorleksfördelning, permeabilitet	x			x
Lagertjocklek, packning	x			x
Beständighet	(x)			x
DRÄNERING				
Dräneringstyp och dräneringskapacitet	x			x
Dimensionerande teknisk livslängd	(x)			x
Beständighet	(x)			x
FASAD				
Dimensionerande teknisk livslängd	(x)		x	
Fasadtyp	x			x

³⁴ Utförandeentreprenad/Generalentreprenad

³⁵ Totalentreprenad

³⁶ x part betecknad med x bör förse den motsatta parten med information

³⁷ ange inte specifik produkt

Tabell 10.4 Information om materialegenskaper för jordspikning (ex.)

	Entreprenadform			
	U/G ³⁸		T ³⁹	
Information om materialegenskaper	Beställare	Entreprenör	Beställare	Entreprenör
JORDSPIK				
Dimensionerande teknisk livslängd	(x) ⁴⁰		x ⁴¹	
Jordspikens hållfasthet (drag, skjuvning och böjning)	(x)			x
Utdragskapacitet	(x)			x
Typ av jordspik (injekterad, slagen...) typ men inte specifik produkt	x			x
Beständighet	x			x
JORDEGENSKAPER				
Antagna dimensionerande värden	(x)			x
Antagna grundvattenförhållanden	(x)			x
DRÄNERING				
Typ av dränering	x			x
Dimensionerande teknisk livslängd	x		x	
Dräneringskapacitet	(x)			x
Härdighet	(x)			x
FASAD				
Dimensionerande teknisk livslängd	(x)		x	
Fasadtyp	x			x

³⁸ Utförandeentreprenad/Generalentreprenad

³⁹ Totalentreprenad

⁴⁰ (x) beställaren har denna information och kan förse entreprenören med x den

⁴¹ x part betecknad med x bör förse den motsatta parten med information

Tabell 10.5 Information relaterad till utförande och kontroll (ex.)

	Entreprenadform			
	U/G ⁴²		T ⁴³	
Information relaterad till utförande och kontroll	Beställare	Entreprenör	Beställare	Entreprenör
UTFÖRANDE AV ARMERAD JORD				
Geosyntetens orientering	x ⁴⁴			x
Krav på utläggningsriktning och packning av fyllning	x			x
Hur skarvarna skall utföras	x			x
Huruvida armeringen bör förspännas eller ej	x			x
Restriktioner såsom: maximal tid som geosynteten kan utsättas för solljus, lagertjocklek ovanpå geosynteten innan trafik kan tillåtas, temperatur, miljö	x			x
UTFÖRANDE AV JORDSPIKNING				
Information om i vilken ordning schakten skall bedrivas	x		x	
Begränsningar för schaktarbetena	x		x	
DOKUMENTATION				
Specificera dokumentationen och dess omfattning	x		x	
Hur och när dokumentationen bör tillhandahållas, och till vem	x		x	
Ansvar för att arkivera dokumentationen och hur länge dokumentationen skall arkiveras	x		x	
KONTROLL				
Erforderlig kontroll (typ av försök, antal...)	x			x
Kontrollens omfattning	x			x
Med vilka intervall kontrollen skall utföras	x			x
Gränsvärden	x			x
Åtgärdsprogram om gränsvärdena överskrids	x			x

⁴² Utförandeentreprenad/Generalentreprenad

⁴³ Totalentreprenad

⁴⁴ x part betecknad med x bör förse den motsatta parten med information

10.3 ANSVAR FÖR AKTIVITETER

I Tabell 10.6 till Tabell 10.8 är ett antal aktiviteter uppräknade. Kontraktet bör klart definiera vem som är ansvarig för varje aktivitet: beställare eller entreprenör. En konsult eller tekniskt ombud kan utföra de handlingar som beställarens ansvarsområden omfattar. Det är emellertid viktigt att klart definiera ansvarsfördelningen mellan de två parterna innan arbetena påbörjas.

Det är viktigt att definiera materialleverantören eller materialens ursprung innan arbetena påbörjas. Efter varje tabell nedan finns en aktivitetslista beskriven. Innan arbetena påbörjas kan antingen beställaren eller entreprenören komma överens med leverantören om att denne skall ansvara för en del av punkterna på listan. Detta förändrar dock inte ansvarsfördelningen mellan beställaren och entreprenören.

Tabell 10.6 till Tabell 10.8 används som en riktlinje för hur ansvaret för olika aktiviteter kan fördelas mellan parterna. Ansvarsfördelningen för specifikt projekt definieras dock alltid i kontraktet.

Tabell 10.6 Aktiviteter gemensamma för båda applikationerna (ex.)

		Entreprenadform			
		U/G ⁴⁵		T ⁴⁶	
Ansvarig för olika aktiviteter		Beställare	Entreprenör	Beställare	Entreprenör
1	Tillhandahållande av grundundersökning för utförandet.	x		x	
2	Anskaffning av alla nödvändiga rättsliga tillstånd för utförandet från myndigheter och tredje part.	x		x	
3	Utvärdering av data från grundundersökningarna med avseende på dimensioneringsantagandena.	x			x
4	Definition av den tekniska livslängden (permanent/temporär).	x		x	
5	Utvärdera förslagen lösnings genomförbarhet	x			x
6	Definition av arbetsordningen.	x			x
7	Instruktioner till alla involverade parter angående de huvudpunkter i dimensioneringskriterierna, vid vilka särskild uppmärksamhet bör fästas.	x			x
8	Definition av säkerhetsnivå och geoteknisk klass.	x		x	
9	Definiera av toleransnivåer för utförandet (deformationer, sättningar, buller, förlust av injekteringsbruk etc.) Särskilt hänsyn till närliggande konstruktioner.	x		x	
10	Definiera kraven för uppföljning av omgivningspåverkan på angränsande konstruktioner (instrumenteringens typ, mätnoggrannhet, intervall) samt tolkning av resultaten.	x		x	
11	Uppföljning av arbetenas påverkan på angränsande konstruktioner, samt redovisning av resultaten.		x		x
12	Kontroll av arbetet, definition av kvalitetskraven.	x		x	
13	Definition av säkerhetsfaktorer som skall tillämpas.	x		x	
14	Ansvar för dokumentation under utförandet.		x		x

⁴⁵ Utförandeentreprenad/Generalentreprenad

⁴⁶ Totalentreprenad

Aktiviteter som leverantören kan vara ansvarig för efter överenskommelse med entreprenör eller beställare:

- definition av arbetsordning
- instruktioner till alla involverade parter angående de huvudpunkter i dimensioneringskriterierna, vid vilka särskild uppmärksamhet bör fästas

Tabell 10.7 Aktiviteter relaterade till armerad jord (ex.)

		Entreprenadform			
		U/G ⁴⁷		T ⁴⁸	
	Ansvarig för olika aktiviteter	Beställare	Entreprenör	Beställare	Entreprenör
1	Beslut att använda armerad jord. Preliminära försök om så krävs.	x		x	
2	Dimensionering av den armerade jordkonstruktionen. Bestämning av geosyntetens erforderliga egenskaper.	x			x
3	Krav på ev. korrosionsskydd.	x			
4	Kontrollera de olika arbetsskedena	x			x
5	Utföra materialprovning.	x			x
6	Utföra försök på plats, om så erfordras.		x		x
7	Utvärdering av resultaten - preliminära försöken	x			x
8	Val av det armerade jordsystemet.	x			x
9	Specificera korrosionsskyddssystem	x	x		x
10	Utvärdering av det armerade jordsystemet och definition av arbetsmomenten.	x			x
11	Definition av geosyntetens dimensioner, läge och orientering.	x			x
12	Genomförande inklusive uppföljning.		x		x

Aktiviteter som leverantören kan vara ansvarig för efter överenskommelse med entreprenör eller beställare:

- dimensionering av den armerade jordkonstruktionen. Bestämning av geosyntetens erforderliga egenskaper
- kontrollera de olika arbetsskedena
- utföra av materialprovning.

⁴⁷ Utförandeentreprenad/Generalentreprenad

⁴⁸ Totalentreprenad

- utföra försök på platsen, om så erfordras
- specifikation av korrosionsskyddssystem
- definition av geosyntetens dimensioner, läge och orientering

Tabell 10.8 Aktiviteter relaterade till jordspikning (ex.)

		Entreprenadform			
		U/G ⁴⁹		T ⁵⁰	
	Ansvarig för olika aktiviteter	Beställare	Entreprenör	Beställare	Entreprenör
1	Beslut att använda jordspikning.	x		x	
2	Utföra preliminära försök om så erfordras, tillhandahålla specifikationer.	x			x
3	Dimensionering av jordspikning, beräkning av erforderliga krafter och erforderlig totalstabilitet.	x			x
4	Krav på korrosionsskydd, kontrollera arbetsutförandet	x			x
5	Utföra försök på plats, om så erfordras.	x			x
6	Val av jordspikningssystem, specificera korrosionsskyddssystem, avstånd mellan spikarna, orientering och spiklast.	x			x
7	Utvärdering av jordspikningssystemet och definition av arbetsmomenten.	x			x
9	Utförande av jordspikningen, inklusive uppföljning.		x		x

10.4 DEFINITION AV RAPPORTERINGSPROCEDUR

Överenskommelse bör träffas för följande punkter innan arbetena påbörjas:

- rapporteringsprocedur för hur oförutsedda omständigheter skall hanteras
- rapporteringsprocedur om förhållandena på plats inte överensstämmer med antagandena som gjorts i dimensioneringen. Definiera vilka relevanta åtgärder som bör vidtas under olika omständigheter
- rapporteringsprocedur om observationsmetod tillämpas

⁴⁹ Utförandeentreprenad/Generalentreprenad

⁵⁰ Totalentreprenad

Kapitel 11

Referenser

- Carlsson, B. (1987), "Armerad jord beräkningsprinciper för vertikala väggar, branta slänter, bankar på lös undergrund, bankra på pålar" publicerad av 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
- 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
- DenHoedt, G. (1986), "Creep and Relaxation of Geotextile Fabrics, J. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 4, No. 2, 1986, pp. 83-92.
- Elias, V. Juran, I. (1991), "Soil Nailing for stabilization of highway slopes and excavations", rapport nr 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", Institutionen för geoteknik, Chalmers Tekniska Högskola, Sverige, Rapport B 93:1 (På svenska)

- Franzén G. (1998), "Soil Nailing – A Laboratory and Field study of Pull-Out Capacity", Doktorsavhandling, Institutionen för geoteknik, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg, Sverige
- FIP-report (1986), "Corrosion and corrosion protection of prestressed ground anchorages", State of the art report, ISBN 0 7277 0265 3
- Janbu N, Bjerrum L, Kjærnsli B: (1956) "Veiledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver", NGI publikation nr 16, Oslo
- Mitchell, J.K, Villet, W.C.B (1987) "Reinforcement of earth walls and embankments", NCHRP rapport 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 (På svenska).
- 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", Rapporter för Vägverket upprättade av Sveriges Geotekniska Institut, Objekt 1-9410-486. (På svenska).
- Rogbeck, Y, Eriksson, M (1995) "Reinforced soil as load transfer layer, Part 1, pre study", Rapport för Vägverket upprättad av Sveriges Geotekniska Institut, Objekt 3-9506-309. (På svenska).
- 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 Rapport 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, Helsingfors.

Vägverket, (1992), "Jordarmering dimensionerande draghållfasthet för syntetmaterial" ATB publikation 1992:10

Södergren, I. Berglund, C. Franzén, G. Olsson, C. Rogbeck, Y. (1997) "Utvärdering av dimensioneringsmetoder armerad jord", Sveriges Geotekniska Förening - Jordförstärkningskommitté, Juni, Linköping (på svenska)

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 projektering - Del 1: Generelle regler

Draft prEN14475 Execution of special geotechnical work reinforced fill

Draft prEN 14490 Execution of special geotechnical work Soil Nailing

Standarder för geotextiler

SS-EN 918 Geotextilier och liknande produkter - Provning av dynamisk penetrering (fallande konmetoden) 1996

SS-EN 963 Geotextilier och liknande produkter - Uttagning och beredning av provkroppar 1995

SS-EN 964-1 Geotextilier och liknande produkter – Bestämning av tjocklek vid specificerade tryck - Del 1: Enkla skikt 1995

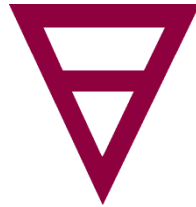
SS-EN 965 Geotextilier och liknande produkter - Bestämning av massa per area 1995

SS-ENV 1897 Geotextilier och liknande produkter. Bestämning av kompressionskrypningsegenskaper 1996

- SS-EN ISO 9863-2 Geotextilier och liknande produkter – Bestämning av tjocklek vid specificerade tryck - Del 2: Förfarande för bestämning av tjockleken av enskilda skikt i flerskiktprodukter 1996
- SS-EN ISO 10319 Geotextilier – Draghållfasthetsprovning med breda provkroppar 1997
- SS-EN ISO 10320 Geotextilier och liknande produkter – Identifiering på byggnadsplatsen 1999
- SS-EN ISO 10 321 Geotextilier – Draghållfasthetsprovning av sammanfogningar/sömmar med breda provkroppar 1996
- SS-ENV ISO 10722-1 Geotextilier och liknande produkter - Metod för att simulera skada vid installation - Del 1: Installation i granulära material 1998
- SS-EN ISO 11058 Geotextilier och liknande produkter – Bestämning av vattengenomsläpplighet vinkelrätt mot planet utan belastning 1999
- SS-EN 12224 Geotextilier och liknande produkter – Bestämning av hårdighet mot väderexponering 2000
- SS-EN 12225 Geotextilier och liknande produkter – Metod för att bestämma mikrobiologisk hårdighet genom provning där provet begravs i jord 2000
- SS-EN 12226 Geotextilier och liknande produkter – Allmänna provningar för utvärdering efter provning av beständighet 2000
- SS-EN ISO 12236 Geotextilier och liknande produkter – Statisk punkteringsprovning (CBR-provning) 1996
- SS-ENV 12447 Geotextilier och liknande produkter – Provningsförfarande för att bestämma hårdighet mot hydrolys 1997
- SS-EN ISO 12956 Geotextilier och liknande produkter – Bestämning av karakteristisk öppningsvidd 1999
- SS-EN ISO 12958 Geotextilier och liknande produkter – Bestämning av vattengenomsläpplighet i planet utan belastning 1999
- SS-ENV ISO 12960 Geotextilier och liknande produkter – Provningsförfarande för att bestämma hårdighet mot Vätskor 1998
- SS-EN 13249 Geotextilier och liknande produkter – Egenskapskrav för användning i vägkonstruktioner och andra trafikerade ytor (ej järnvägar och asfaltimplikation) 2001

- SS-EN 13250 Geotextilier och liknande produkter – Egenskapskrav för användning i järnvägskonstruktioner 2001
- SS-EN 13251 Geotextilier och liknande produkter – Egenskapskrav för användning i markarbeten samt grund- och stödkonstruktioner 2001
- SS-EN 13252 Geotextilier och liknande produkter – Egenskapskrav för användning i dräneringssystem 2001
- SS-EN 13253 Geotextilier och liknande produkter – Egenskapskrav för användning som erosionsskydd (kustskydd, strandskoningar) 2001
- SS-EN 13254 Geotextilier och liknande produkter – Egenskapskrav för användning vid konstruktion av reservoarer och dammar 2001
- SS-EN 13255 Geotextilier och liknande produkter – Egenskapskrav för användning vid konstruktion av kanaler 2001
- SS-EN 13256 Geotextilier och liknande produkter – Egenskapskrav för användning vid konstruktion av tunnlar och anläggningar under mark 2001
- SS-EN 13257 Geotextilier och liknande produkter – Egenskapskrav för användning i depåer för fast avfall 2001
- SS-EN 13265 Geotextilier och liknande produkter – Egenskapskrav för användning vid deponering av flytande avfall 2001
- SS-EN ISO 13427 Geotextilier och liknande produkter – Metod för simulerad nötningsskada (glidblocksprovning) 1998
- SS-EN ISO 13431 Geotextilier och liknande produkter – Bestämning av spänningskrypning och krypningsbrottets beteende 1999
- SS-EN ISO 13437 Geotextilier och liknande produkter – Metod för att installera och ta upp prover från jord, samt provning av provkroppar på laboratoriet 1998
- SS-ENV ISO 13438 Geotextilier och liknande produkter – Provningsförfarande för att bestämma hårdighet mot Oxidation 1999
- SS-EN ISO 13562 Geotextilier och liknande produkter – Bestämning av hårdighet mot vattengenomsläpplighet (hydrostatisk tryckmetod) 2000
- STG Teknisk rapport 102 CEN CR ISO 13434 Geotextilier och liknande produkter – Riktlinjer för beständighet 1999

Svenska Geotekniska Föreningen
Swedish Geotechnical Society



SGF rapport 2:2004

Bilagor A - F

Nordisk Vägledning

Armerad Jord och Jordspikning



Innehåll

MATERIALEGENSKAPER	1
A.1 Armerad jord.....	1
A.1.1 Allmänt	1
A.1.2 Mekaniska korttidsegenskaper för geosyntetisk armering	1
A.2 Jordspikning.....	6
DIMENSIONERINGSPRINCIPER	9
B.1 Kalibrering av partialkoefficienter.....	9
B.2 Partialkoefficienter från NAD och nationella standarder	11
B.2.1 Partialkoefficienter för laster	11
B.2.2 Lastkombinationer.....	12
B.2.3 Partialkoefficienter för geotekniska parametrar	12
ARMERAD BRANT MUR	13
C.1 Exempel	13
C.2 Potentiella glidytor – Spänningskvot mot djup	17
BANK PÅ LÖS UNDERGRUND	19
D.1 Exempel	19
D.1.1 Brottgränstillstånd:	19
D.1.2 Bruksgränstillstånd.....	24
ARMERING ÖVER BANKPÅLNING	25
E.1 Exempel	25
E.1.1 Brottgränstillstånd, ingångsvärden:.....	25
JORDSPIKNING	33
F.1 Exempel – Dimensionering av jordspikning för branta slänter och schakter	33
F.1.1 Bakgrund	33
F.1.2 Preliminär utformning.....	34
F.1.3 Stabilitetsanalys.....	35
F.1.4 Verifiering av valt jordspikssystem.....	38
F.1.5 Totalstabilitetsanalys.....	43
F.1.6 Stabilitetsanalys av varje schaktsteg	43
F.1.7 Fasad	45
F.1.8 Dränering.....	45
F.1.9 Bruksgränstillstånd.....	46
F.1.10 Referens.....	46
F.2 Exempel – Dimensionering av jordspikning för en naturlig slänt	46
F.2.1 Bakgrund	47
F.2.2 Preliminär utformning.....	47
F.2.3 Stabilitetsanalys.....	48
F.2.4 Verifiering av valt jordspikssystem.....	51
F.2.5 Totalstabilitetsanalys.....	56
F.2.6 Stabilitetsanalys för utförandet	56
F.2.7 Fasad	56
F.2.8 Dränering.....	57
F.2.9 Bruksgränstillstånd.....	57
F.2.10 Referens.....	57

Bilaga A

Materiallegenskaper

A.1 ARMERAD JORD

A.1.1 Allmänt

Materiallegenskapers försöksvärden bestäms vanligtvis med indexförsök, som i ISO-, CEN-, ASTM-standardiserad form möjliggör en direkt jämförelse mellan olika produkter. Många av dessa indexförsök har begränsningar, i synnerhet om materialparametrar som bestämts på basis av indexförsöken används i dimensioneringssyfte. De materiallegenskaper som är relevanta för tillämpningar med armerad jord omfattar följande kategorier:

- mekaniska korttidsegenskaper
- mekaniska långtidsegenskaper samt krypning
- samverkan mellan armering/ jord
- hårdighet mot installationsskada
- beständighet i ett långtidsperspektiv

För vissa av dess materiallegenskaper kommer alternativa försöksmetoder att listas, men i samtliga fall har prioritet givits till EN ISO, ISO, EN, eller till de motsvarande nationella standarderna.

A.1.2 Mekaniska korttidsegenskaper för geosyntetisk armering

A.1.2.1 Draghållfasthet och tillhörande töjning

Draghållfasthet, mäts för olika prover enligt olika standarder, se Tabell A.1. Töjningshastigheten har anmärkningsvärt stor inverkan hos vissa polymerer och hos höghållfasta nät av polyestertråd eller aramidtråd, uppträder olika ”clampingproblem”.

Tabell A.1 Standardförsök för att bestäma karakteristiska hållfasthetsvärden

Standard	provstorlek, mm ¹	Töjningshastighet
EN ISO 10319 : 1996	200 x 100	20 %/min
ISO 5081	50 x 200	variabel f (ϵ_u)
ASTM D 4595	200 x 100	10 %/min

Dragförsök utgör grunden för karakteristiska hållfasthetsvärden och töjning för tillämpningar med armering. Provets töjning bör mätas med hjälp av en tensiometer.

A.1.2.2 Härdighet mot punktering

Under installationen släpps fyllningsmaterial ut på den geosyntetiska armeringen, för att sedan spridas ut och packas med vibrering och tung statisk last. Både det statiska och dynamiska punkteringsförsöket bestämmer indexparametrar, vilka kan användas som en indikation på armeringens härdighet mot punktering.

STATISK PUNKTERINGSPROVNING (CBR-FÖRSÖK) (EN ISO 12236 : 1996)

I detta försök används delar av en jordmekanisk försöksapparat, (California bearing ratio = CBR), också benämnd CBR-försök. I försöket fixeras geosynteten i ringar med en inre diameter av 150 mm. En pistong med diametern 50 mm pressas mot det fixerade provet med en hastighet av 50 ± 10 mm/min och igenom det samtidigt som kraft och töjning registreras. Detta försök är tillämpligt på vävda och icke-vävda geotextiler, men fungerar ej för geonät.

PPROVNING AV DYNAMISK PENETRERING (ISO 13433, EN 918:1995) (FALLANDE KONMETODEN)

En stålkon med vikten 1000 g och med definierad spetsvinkel, släpps från 500 mm höjd ovanför provet med armering. Geotextilen är fixerad i ringar med en inre diameter av 150 mm. Diametern av hålet som uppstår i provet mäts med hjälp av en mätkon, som väger 600 g och har mindre spetsvinkel än den fallande konen. Mätkonen har en mätskala i mm.

FRIKTIONSEGENSKAPER (EN ISO 12957:1998)

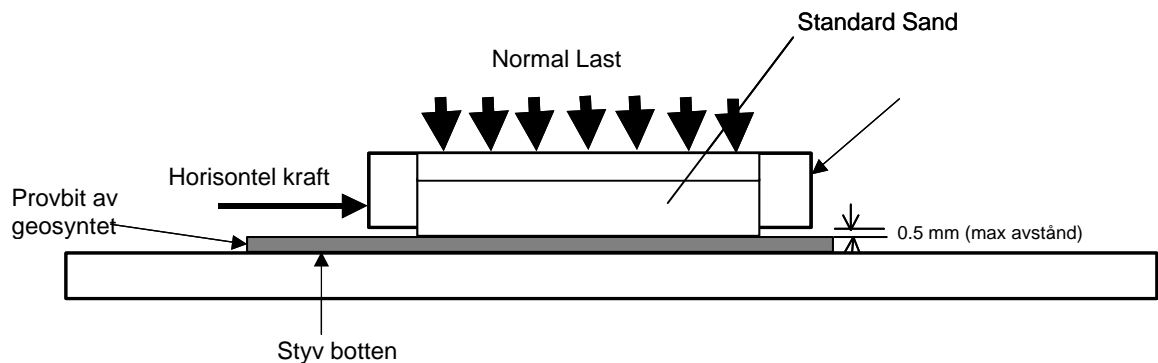
Dragpåkänningen överförs från jorden till den geosyntetiska armeringen med friktion. Friktionskvoten med avseende på normalspänning uttrycks vanligtvis som en friktionsvinkel. Försök för låga normalspänningar kan utföras med lutande plan-försök, och för större normalspänningar kan

¹ bredd × fri längd

direkta skjuvförsök utföras ("skjuvboxförsök") eller genom att utdragsförsök av geosynteten i jorden.

DIREKT SKJUVDNING (prEN ISO 12957-1)

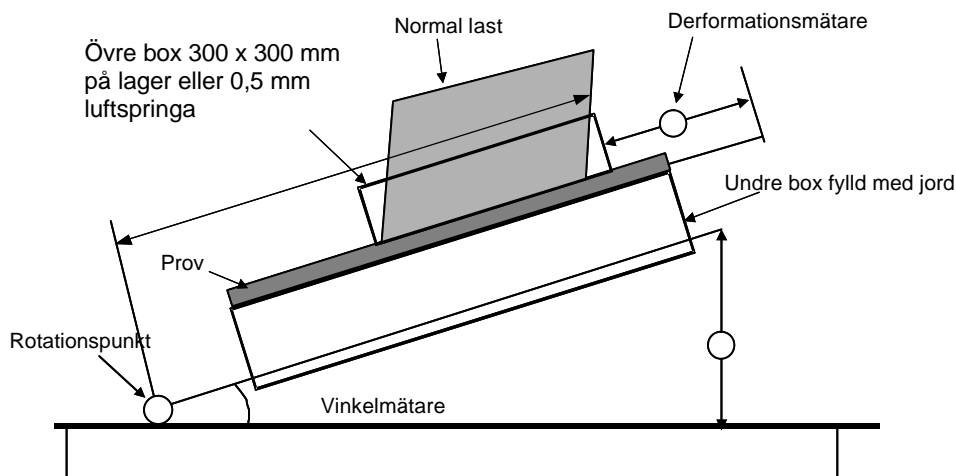
De olika delarna som skall provas (geosyntetisk armering/jord) placeras var för sig i en övre respektive undre låda, se Figur A.1. Den undre lådan förflyttas med kontrollerad töjning (för indexförsök: 1 mm/min) under det att kraft och töjning registreras. Resultaten från ett antal normalspänningar (50, 100, 150 kPa) plottas och friktionsvinkeln beräknas.



Figur A.1 Principiell uppställning av ett direkt skjuvförsök

LUTANDE PLAN-FÖRSÖK (prEN ISO 12957-2)

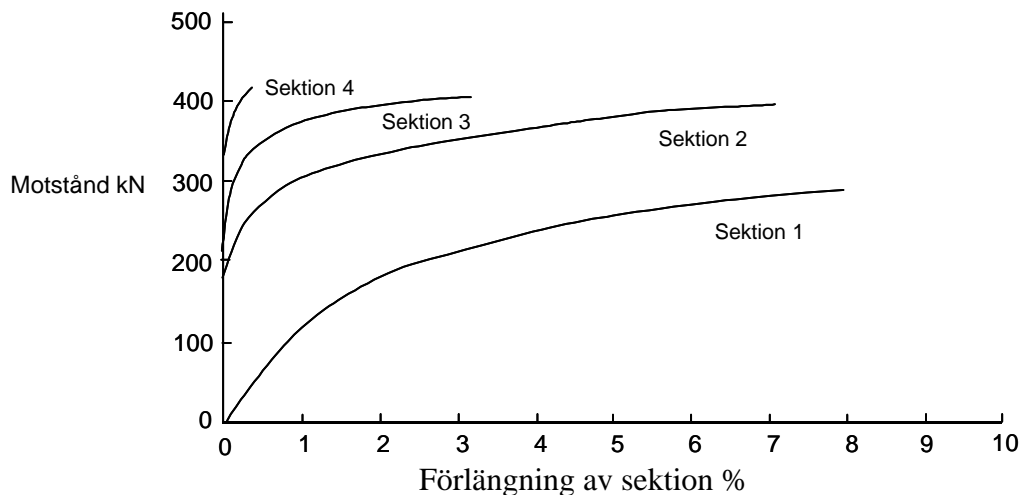
De olika delarna som skall provas (geosyntetisk armering/jord) sätts upp på ett bord som kan lutas, se . Materialens glidning och lutning mäts under det att bordets lutning ökas med 3 grader/min. Försöket avbryts när en rörelse på 50 mm uppträder, vilket ger friktionsvinkeln för den valda materialkombinationen. Normalspänningen måste räknas om för den resulterande vinkeln.



Figur A.2 Uppställning för ett lutande plan-försök

UTDRAGSMOTSTÅND (prEN 13738)

Ett band av materialet (bredden beror på boxens bredd) dras ut från en box fylld med jord, där jorden belastas vinkelrätt mot den geosyntetiska armeringen. Kraft och töjning registreras för ett antal punkter hos materialet i boxen. Resultatet kan utgöras av maximal kraft vid brott, glidning eller kraft-töjningsdiagram, se Figur A.3. Det motsvarande standardiserade indexförsöket för bestämning av utdragsmotståndet i jord är prEN 13738.

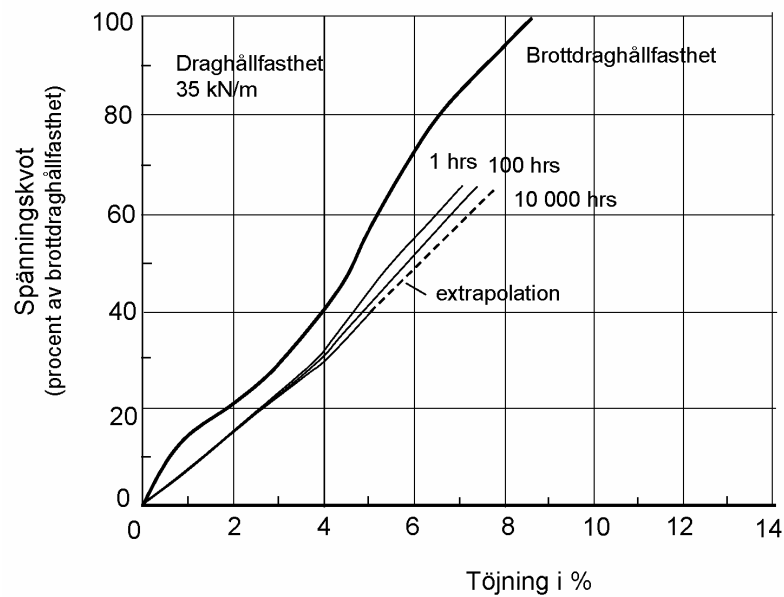


Figur A.3 Utdragsmotstånd mot töjningen i procent (%) för olika sektioner av utdragsprovet

A.1.2.3 Mekaniska långtidsegenskaper

BESTÄMNING AV SPÄNNINGSKRYPNING OCH KRYPNINGSBROTTETS BETEENDE (EN ISO 13431 : 1996)

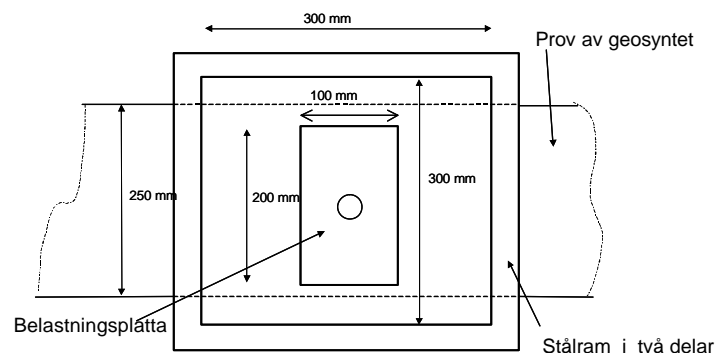
Krypförsök ger information om tidsberoende töjning för en konstant last. Laster för krypningsförsök utgörs oftast av vikter. Krypbrottförsök ger tiden till brott för en konstant last. Töjningsmätning är inte nödvändig för krypbrottkurvor. EN-ISOkrypförsöken kräver försök med 1000 timmars varaktighet. Krypbrottsextrapolering för långtidssamband (30, 60, 120 år) kräver försök med varaktighet som överstiger 10000 timmar. Resultaten för krypning plottas som linjär deformation mot logaritmisk tidskala och för krypbrott som linjär eller logaritmisk dragspänning mot logaritmisk tidskala. Utifrån kurvor från krypbrottförsök för olika dragspänningar kan isokrona dragspännings-töjningskurvor tas fram för att kunna beräkna konstruktionens deformation för en given tid. Representativa kurvor visas i Figur A.4. Kryp beteendet hos geosynteter beror huvudsakligen på den polymer som används och hur basmaterialen (trådar, band) behandlats termomekaniskt.



Figur A.4 Isokrona kurvor för spänningskrypningsförsök

A.1.2.4 Metod för att simulera skada vid installation (index) (ENV ISO 10722-1 : 1997)

Eftersom installationen kan utgöra den mest kritiska skadefaktorn för armeringen under dess tekniska livslängd, måste försök utföras för att kunna uppskatta hårdigheten, se Figur A.5. EN-ISO standarden påför en cyklisk last på en platta (100 x 200), som via ett lager med friktionsmaterial belastar den geosyntet som skall provas. Efter 200 cykler med mellan 5 kPa och 900 kPa maximal spänning, grävs provet upp och försök kan utföras för att bestämma dess resthållfasthet. Ett försök som skall visa hur armeringen beter sig i verkligheten måste genomföras med jord och fyllning från byggsplatsen, liksom riktig utrustning för utläggning och packning av materialet.



Figur A.5 Schematisk skiss av försöksutrustning

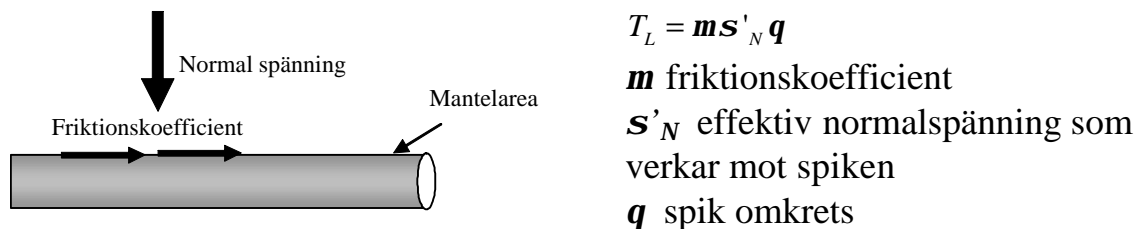
A.1.2.5 Beständighet hos geosyntetisk armering

Proceduren för att bedöma långtidsstabiliteten hos geosyntetisk armering ges i CEN rapporten – “STG Teknisk rapport 102 CEN CR ISO 13434 Geotextilier och liknande produkter – Riktlinjer för beständighet 1999. Geosyntetisk armering täcks av EN 13251 (den CEN-harmoniserade standarden som är tillämplig för CE-märkning), och krav på beständighet ges i den normativa Bilaga B – “Durability aspects”.

A.2 JORDSPIKNING

A.2.1.1 Faktorer som inverkar på utdragskapaciteten

Den totala utdragskapaciteten som kan mobiliseras utmed spiken beror på tre huvudparametrar: friktionskoefficient i spikens gränssyta, normalspänning samt spikens omkrets, se Figur A.6.



Figur A.6 Faktorer som inverkar på utdragskapaciteten

Normalspänningen påverkas av faktorer som:

- jordart (relativ densitet, friktionsvinkel, styvhet, kohesion)
- vattenkvot, portryck
- spiktyp
- installationsmetod
- volym undanträngd sand
- injekteringstryck, borrhålsgeometri
- installationsdjup, överlagringstryck
- tid

Friktionskoefficienten påverkas av:

- jordens friktionsvinkel (som i sin tur beror på mineralinnehåll, kornform, kornens råhet, spänningsnivå, densitet och vattenkvot)
- kohesion, lerinnehåll
- vattenkvot
- spiktyp (material, spikytans struktur och råhet)

Spikens mantelarea påverkas av följande faktorer:

- spiktyp
- för expanderbultar: expanderingsgrad, överlagringstryck
- för slagna spikar, kammar

- för injekterade spikar: graderingstal (kornstorleksfördelning), sprickor och svaga skikt, injekteringsbrukets vct-tal, kornstorleken hos kornen i injekteringsbruket, injekteringstryck, borrhålets form, densitet

Utdragskapaciteten beror följaktligen på ett antal faktorer som samverkar med varandra på ett komplext sätt. I Tabell A.2 görs ett försök att systematisera inverkan från de olika jord- och spikparametrarna. I tabellen tas inte hänsyn till tidens inverkan. Resultat från utförda försök indikerar dock att utdragskapaciteten tycks öka med tiden för slagna spikar utan kammar.

Tabell A.2 Utdragskapacitetens förändring vid ökning av olika parametrars storlek a) jordparametrar b) spikparametrar

a) ÖKNING av följande	Slagen spik			Injekterad spik		
jordparametrar:	s'_N	$\tan d$	q	s'_N	$\tan d$	q
relativ densitet	↑	↑	-	↑	↑	↓
friktionsvinkel	↑	↑	-	↑	↑	-
kohesion - lerinnehall	-	↓	-	-	↓	↓
vattenkvot - portryck	↓	↓ ²	-	↓	↓	-
graderingstal, C_U	-	↑	-	-	↑	↓
överlagringstryck	↑↓	↑↓	-	↑↓	↑↓	-
moduler	↑	↑	-	↑	↑	↓

b) ÖKNING av följande	Slagen spik			Injekterad spik		
spikparametrar:	s'_N	$\tan d$	q	s'_N	$\tan d$	q
undanträngning av jord	↑	-	↑	↑	-	↑
ytans råhet	↑	↑	-	↑	↑	-
ytans struktur inklusive oregelbundenheter (t.ex. kammar, klumpar av injekteringsbruk)	↑	↑	↑	↑	↑	↑
expansionsgrad	↑	-	↑	e. t.	e. t.	e. t.
injekteringstryck	e. t.	e. t.	e. t.	↑	-	↑
injekteringsbrukets vct-tal	e. t.	e. t.	e. t.	-	-	↑
procentandel fasta partiklar i injekteringsbruket	e. t.	e. t.	e. t.	-	-	↑

↑ ökning och ↓ minskning av utdragskapacitet, e. t. ej tillämplig, - effekten inte bestämd

² för kontaktytan sand/stål är inverkan marginell (Potyondy, 1961)

Bilaga B

Dimensioneringsprinciper

B.1 KALIBRERING AV PARTIALKOEFFICIENTER

Vid kalibrering av partialkoefficienter finns några olika metoder att välja bland:

- kalibrering med tillförlitlighetsanalys – t.ex. FORM (First Order Reliability Method)
- metod med dimensionerande värde
- justeringar av traditionella beräkningsmodeller
- en kombination av ovanstående metoder

En korrekt tillförlitlighetsanalys är att föredra i flera avseenden. Den ger möjligheten att inkludera en relevant beskrivning av det föreliggande fysikaliska problemet och att införliva den variabla osäkerheten på ett systematiskt vis. Vidare kan lösningen på problemet betraktas som en objektiv lösning. Matematiken för att lösa problemet kan emellertid snabbt bli besvärlig och visa sig inte vara värd besväret. I dylika fall kan det vara värt att använda en enklare metod, här betecknad ”Metod med dimensionerande värde”. Nedan ges en kort beskrivning av ett alternativt tillvägagångssätt.

FÖRKLARING AV EN “METOD MED DIMENSIONERANDE VÄRDE”

En viktig karakteristik för tillförlitlighetsanalys, som FORM, är de så kallade sensitivitetsfaktorerna, $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$. Sensitivitetsfaktorerna utgör ett mått på de olika basvariablernas inverkan på föreliggande problem och representerar ett mycket viktigt resultat av en tillförlitlighetsanalys. Detta ger en grundlig förståelse av ett komplext problem. I tillförlitlighetsanalysen är sensitivitetsfaktorernas värden ett resultat av analysen. I metoden med dimensionerande värde är sensitivitetsfaktorerna ingångsparametrar. För sensitivitetsfaktorerna gäller följande ekvation:

$$\sum_{i=1}^n \mathbf{a}_i^2 = 1 \quad (\text{B.1})$$

Detta betyder att sensitivitetsfaktorn i kvadrat fungerar som en viktningsfaktor för följande variabel (summan av kvadraterna är 100 procent). Tillvägagångssättet för den förenklade metoden med dimensionerande värde blir då enligt följande:

1. identifiera de olika osäkra variablerna, d.v.s. de variabler på vilka partialfaktorerna skall tillämpas
2. uppskatta en viktfaktor för de olika variablerna, d.v.s. beakta både variabelns fysikaliska inverkan och osäkerheten i variabelns värde
3. normalisera viktfaktorernas summa till 100 procent
4. beräkna sensitivitetsfaktorerna, α_i (= roten ur viktfaktor)
5. uppskatta osäkerheten hos varje variabel, t.ex. genom variationskoefficienten, V
6. ge målsäkerhetsnivån³, i form av värdet hos tillförlitlighetsindex β
7. beräkna partialfaktorerna som $\exp(\alpha_i \cdot b \cdot V_i)$ ⁴

EXAMPEL – ARMERAD SLÄNT

Nedan ges ett exempel på hur en uppsättning partialkoefficienter för en armerad slänt kan bestämmas. Problemet är baserat på problemställningen som ges av ekvation 3.11 i Kapitel 3, Dimensioneringsprinciper, utan att ta hänsyn till lasteffekternas modellosäkerhet, d.v.s. $\gamma_{Sd}=1.0$. Tillförlitlighetsindex är satt till $\beta=4,7$, vilket motsvarar en nominell brottsannolikhet av 10^{-5} .

³ I Sverige finns 3 säkerhetsklasser medan det i Eurocode finns 1 klass.

Säkerhetsklass 1: $\beta=3,7$

Säkerhetsklass 2: $\beta=4,3$

Säkerhetsklass 3: $\beta=4,7$

Säkerhetsklassen baseras på en utvärdering av liv och hälsa

⁴ $e^{a \cdot b \cdot V}$ är en approximativ ekvation för att bestämma partialkoefficienten baserat på en lognormal fördelning med en rimlig osäkerhet. Den baseras även på antagane att det karakteristiska värdet väljs som ett medelvärde. Detta skall inte tolkas som att en lognormalfördelningen är en lämplig fördelning som kan ersätta andra fördelningar vid en mer detaljerad analys. Enbart att den är ett lämpligt enkelt verktyg för en snabb bedömning.

Tabell B.1 Partialfaktorer i exemplet

Faktor	Vikt [%]	Standardiserad vikt [%]	α	V [%]	$\gamma = e^{a \cdot b \cdot v}$
c'	20	13,8	0,37	30	1,68
ϕ'	15	10,3	0,32	10	1,16
R_N	40	27,6	0,53	10	1,28
γ	20	13,8	0,37	10	1,19
g	15	10,3	0,32	20	1,35
q	10	6,9	0,26	50	1,84
R_d	25	17,2	0,41	25	1,62
Summa	145	100			

KOMMENTARER

- Exemplet ovan är bara avsett som en förklaring till hur partialfaktorer bestäms. I denna förenklade "Metod med dimensionerande värde" görs, i jämförelse med FORM, uppskattningen av varje parameters vikt subjektivt, medan en beräkning av "riktiga" värden görs i FORM med avseende på:
 - fysikalisk inverkan på problemet
 - osäkerhet - variationskoefficient
- Ett antal olika kombinationer med partialfaktorer kan ge samma slutgiltiga lösning. Vid problem där vissa av partialfaktorerna är givna, i t.ex. Eurocodes, är det tillrådligt att använda dessa variabler och följdaktligen justera andra, som inte är givna i Eurocode.
- Som nämnts tidigare, är i Eurocode bidraget från modellfel inkluderat i partialfaktorn 1,35 för permanent last.

B.2 PARTIALKOEFFICIENTER FRÅN NAD OCH NATIONELLA STANDARDS**B.2.1 Partialkoefficienter för laster**

I Eurocode ENV 1997-1 finns bara en säkerhetsklass, medan det exempelvis i Sverige finns tre olika klasser. De olika säkerhetsklasserna är definierade med avseende på risken för liv och egendom, där klass 1 är definierad som liten risk och klass 3 som stor risk för liv och egendom. Partialkoefficienter som bör användas i Sverige är enligt 2.2 (1)P Swedish NAD SS-ENV 1991-1 enligt följande:

Säkerhetsklass 1: $\gamma_d=0,83$

Säkerhetsklass 2: $\gamma_d=0,91$

Säkerhetsklass 3: $\gamma_d = 1,0$

Partialkoefficienten tillämpas på lasten. Säkerhetsnivån som används i Eurokod motsvarar säkerhetsklass 3 enligt SS-ENV 1991-1.

B.2.2 Lastkombinationer

Huvudkombinationsregeln för brottgränstillstånd är i det svenska NAD ersatt av två alternativa regler. Dessa innebär att den dominanta variabla lasten kombineras med antingen:

- ett reducerat värde för de permanenta lasterna
- eller
- de permanenta lasterna kombineras med kombinationsvärdena för alla laster.

Reduktionsfaktorn i det första fallet är 0,89. I de nämnda kombinationsreglerna är också faktorerna för säkerhetsklass inräknade, se B.2.1.

B.2.3 Partialkoefficienter för geotekniska parametrar

Tabell B.2 Partialkoefficienter för material g_m^3 – brottgränstillstånd i långvariga och kortvariga situationer, enligt Norsk standard NS-ENV 1997-1 NAD:1997

Fall	Materialegenskaper för jorden			
	$\tan \phi$	c'	c_u	q_u
Fall A	1,10	1,10	1,20	1,20
Fall B	1,00	1,00	1,00	1,00
Fall C	1,20	1,20	1,30	1,40

Tabell B.3 Partialkoefficienter för material g_m^3 – brottgränstillstånd i persistent och transient situationer, enligt Svensk standard SS-ENV 1997-1 NAD

Fall	Materialegenskaper för jorden			
	$\tan \phi$	c'	c_u	q_u
ABC5	1,20	1,60	1,50	1,60

5 I Sverige finns bara ett fall.

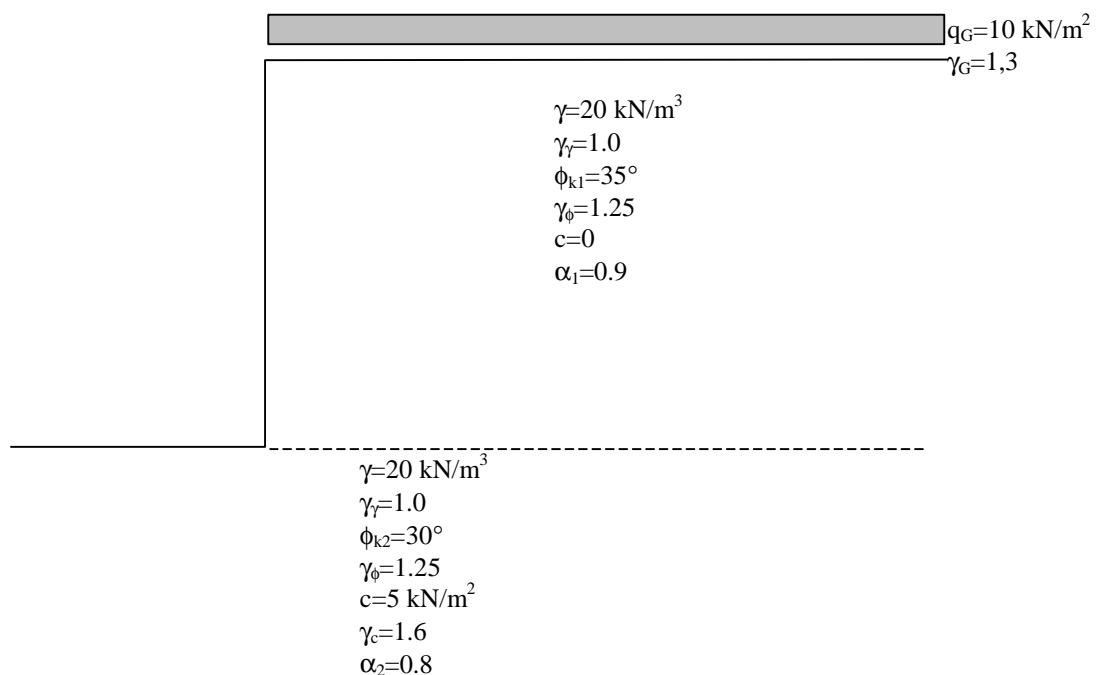
Bilaga C

Armerad brant mur

C.1 EXEMPEL

INGÅNGSVÄRDEN

En 3 m hög armerad brant mur med 90° lutning skall byggas. Tillgänglig data enligt nedan och toleranser ingår i de geometriska värdena. Partialkoefficienter enligt prENV 1997-1.



Figur C.1 Exempel med brant mur

Partialfaktorn för utdragskapacitet och glidning antas vara $\gamma_p=1,3$ respektive $\gamma_s=1,3$.

Grundvattenytan antas ligga under grundläggningsnivån.

Friktionsvinkeln och aktiva jordtrycket är:

$$\tan f_d = \frac{\tan f_k}{g_f} = \frac{\tan 35^\circ}{1,25} = 0,56, \text{ d.v.s. } \phi_d \approx 29^\circ \quad (\text{C.1})$$

$$K_{ad} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{f_d}{2}\right) = 0,35 \quad (\text{C.2})$$

Vertikalspänning vid botten av fyllningen:

$$s_{vd} = g \cdot g_g \cdot H + q_G \cdot g_G = 20 \cdot 1 \cdot 3 + 10 \cdot 1,3 = 73 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{C.3})$$

$$u = 0$$

$$s'_{vd} = s_{vd} - u = 73 \text{ kN/m}^2$$

Horisontalspänning vid den understa nivån (= maximal horisontalspänning):

$$p_{ad,max} = K_{ad} \cdot s'_{vd} + u = 0,35 \cdot 73 - 0 = 25,6 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{C.4})$$

AVSTÅND MELLAN ARMERINGSLAGREN (LAGERTJOCKLEK):

Det bestäms att lagertjockleken 0,5 m används, vilket kräver följande dimensionerande draghållfasthet hos armeringen vid den understa nivån:

$$S_{vd} = \frac{T_d}{p_{ad,max}} \Rightarrow T_d = S_{vd} \cdot p_{ad,max} = 0,5m \cdot 25,6 = 12,8 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{C.5})$$

GLIDNING I SIDLED:

$$L_e \geq \frac{0,5K_{ad}H(g_g g H + 2(g_Q q_Q + g_G q_G))g_s}{g_g g h \frac{a'_1 \tan f'_k}{g_f}} \quad (\text{C.6})$$

För att finna den minimala armeringslängden vid den understa nivån, beaktas två fall:

Glidning ovanpå armeringen:

$$L_e \geq \frac{0,5K_{ad}H(g_g g H + 2(g_Q q_Q + g_G q_G))g_s}{g_g g h \frac{a'_1 \tan f_{k1}}{g_f}} = \frac{0,5 \cdot 0,35 \cdot 3(1 \cdot 20 \cdot 3 + 2(0 + 1,3 \cdot 10))1,3}{20 \cdot 3 \frac{0,9 \cdot \tan 35^\circ}{1,25}} = 1,94m$$

Glidning under armeringen:

$$L_e \geq \frac{0,5K_{ad}H(g_g g H + 2(g_Q q_Q + g_G q_G))g_s}{g_g g h \frac{a'_2 \tan f_{k2}}{g_f}} = \frac{0,5 \cdot 0,35 \cdot 3(1 \cdot 20 \cdot 3 + 2(0 + 1,3 \cdot 10))1,3}{20 \cdot 3 \frac{0,8 \cdot \tan 30^\circ}{1,25}} = 2,64 \text{ m}$$

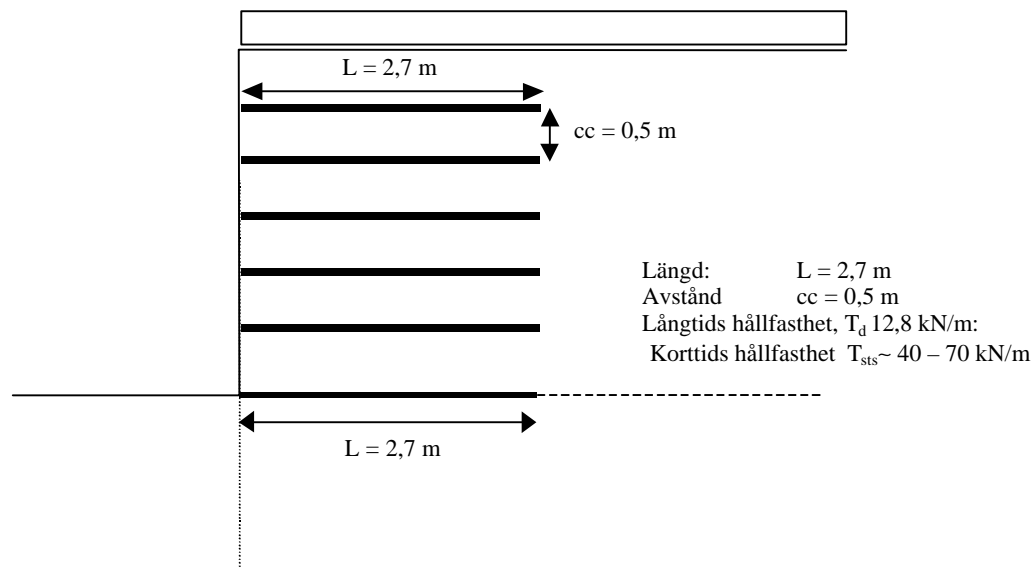
Minsta dimensionerande långtidshållfasthet: 12,8 kN/m (vilket skulle kunna motsvaras av en polyesterarmering med en karakteristisk korttids-hållfasthet av ungefär 40 – 70 kN/m, beroende på konverteringsfaktorerna, vilka är specifika för varje produkt, se Tabell C.1).

Tabell C.1 Konverteringsfaktorer relaterade till geosyntetisk armering

Konverteringsparameter – material	konverteringsfaaktor
Krypningsfaktor – beroende på teknisk livslängd, relevant när korttidsdraghållfasthet används	? ₁
Installationsskadefaktor	? ₂
Kemisk och biologisk nedbrytning	? ₃

EXAMPEL MED POLYESTERNÄT:

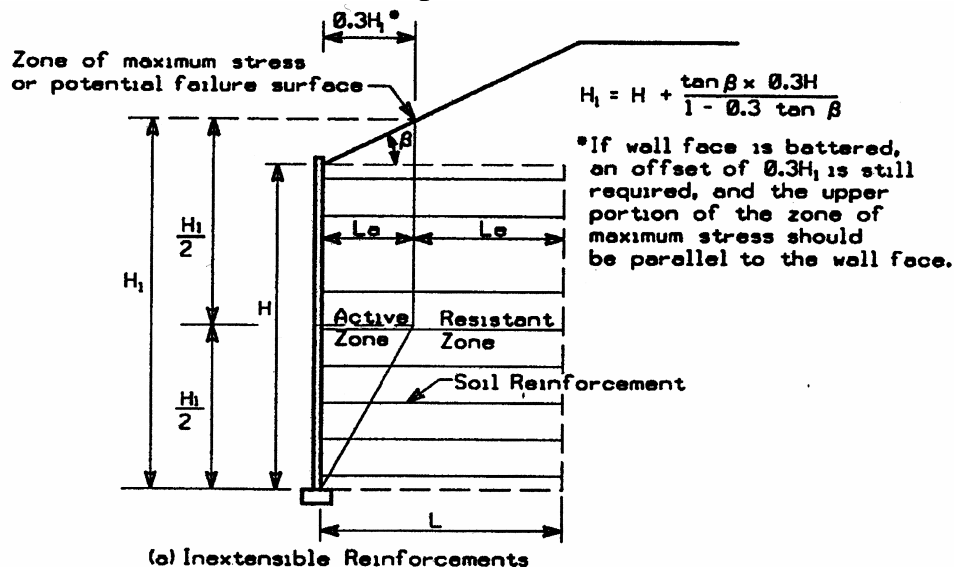
$$T_d = \frac{T_{sts}}{g_m} \cdot h_1 \cdot h_2 \cdot h_3 \Rightarrow T_{sts} = \frac{T_d}{(h_1 \cdot h_2 \cdot h_3)} \cdot g_m = \frac{12,8}{(0,5 \cdot 0,7 \cdot 0,9)} \cdot 1,3 = 52,8 \text{ kN/m}$$



Figur C.2 Slutligt utseende på den branta muren i exemplet

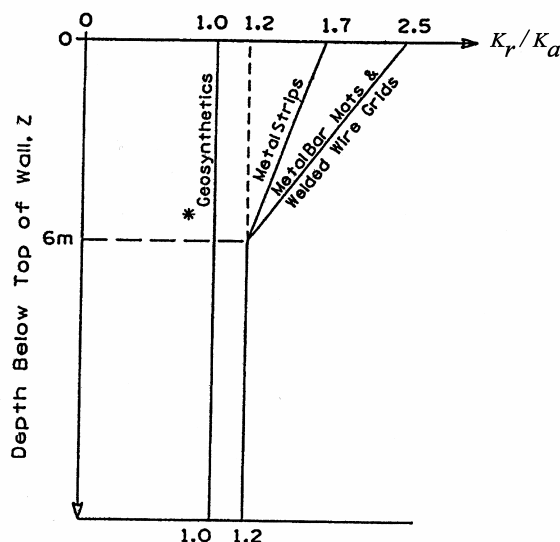
C.2 POTENTIELLA GLIDYTOR – SPÄNNINGSKVOT MOT DJUP

Vid användande av mycket styv armering så ser den potentiella glidytan ut som illustreras i Figur C.3. Dimensionering med den typen av armering redovisas inte här utan hänvisas till publikation nr FHWA-NHI-00-043.



Figur C.3 Läge för potentiell glidyta, från dimensionering av inre stabilitet hos MSE-murar. Figuren är från Publ. nr: FHWA-NHI-00-043 (Federal Highway Administration (USA))

Figur C.4 visar variation av spänningskvoten mot djupet, d.v.s. faktor att multi-plicera den aktiva jordtryckskoefficienten med vid användande av mycket styv armering.



Figur C.4 Variation av spänningskvot mot djup i en MSE-mur. Figuren är från Publ. nr: FHWA-NHI-00-043 (Federal Highway Administration (USA)). Figur inkluderar inte plastband.

Bilaga D

Bank på lös undergrund

D.1 EXEMPEL

En 2,5 m hög bank med armering i underkant är byggd på lös lera, som har konstant odränerad skjuvhållfasthet med djupet, $c_u=10$ kN/m². Det lösa lerlagrets mäktighet är 2,5 m. Partialkoefficienter enligt Eurokod 7 (prENV 1997-1) tillämpas. Toleranser för geometriska parametrar är inkluderade i angivna värden. Ingen överlast påförd. En geotextil används som armering.

D.1.1 Brottgränstillstånd:

GEOMETRI OCH MATERIALDATA:

Bankhöjd:	$H = 2,5$ m
Tunghet, fyllning:	$g = 20$ kN/m ³
Friktionsvinkel:	$f = 38^\circ$
Odränerad skjuvhållfasthet högst upp i jordlagret:	$Cu_0 = 10$ kN/m ²
Skjuvhållfasthetstillväxt med djupet:	$x = 0$
Det lösa jordlagrets mäktighet:	$t = 2,5$ m
Permanent last (egenvikt):	$q_G = 0$
Variabel last (nyttig last):	$q_Q = 0$

PARTIALKOEFFICIENTER ENLIGT EUROCODE 7 (ENV 1997-1) (TABELL 2.1, FALL C):

Koefficienter för last:

Jords tunghet:	$\gamma_\gamma = 1$
Permanent last:	$\gamma_G = 1$
Variabel last:	$\gamma_Q = 1,3$

Koefficienter för jordmaterial:

$\tan f$:	$\gamma_\phi = 1,25$
Kohesionsintercept:	$\gamma_c = 1,6$
Odränerad skjuvhållfasthet:	$\gamma_{Cu} = 1,4$

Koefficienter för armering:

Armeringsmaterial	$\gamma_{re} = 1,3$
Glidning på armering	$\gamma_s = 1,1$
Utdragsmotstånd	$\gamma_p = 1,3$

Partialkoefficienter erhållna från försök på gällande armering, vilken använts i kombination med gällande fyllning och lös undergrund (eller som erhållits från tillverkaren / empiriska värden):

Samverkanskoefficient

geotextil/fyllning:	$\alpha_1 = 0,7$
geotextil/lös undergrund:	$\alpha_2 = 0,7$

Krypningsfaktor: (alternativt kan hållfastheten ges som långtidshållfasthet)

Effekt av installationsskada:	$\eta_2 = 0,77$	$(\gamma_i = 1,3)$
Miljömässig inverkan på hårdighet:	$\eta_3 = 0,91$	$(\gamma_d = 1,1)$

Inledningsvis antas släntlutningen vara 1:2, vilket ger att släntens längd är $L_s = 2 \cdot H = 2 \cdot 2,5 = 5 \text{ m}$.

LOKALSTABILITET:

Banksläntens lokalstabilitet bör kontrolleras genom att nedanstående villkor uppfylls (ekvation 5.1):

$$\left(\frac{1}{n}\right) \frac{H}{L_s} \leq \frac{\tan f'_k}{g_f} \quad (\text{D.1})$$

$$\frac{\tan j'_k}{g_f} = \frac{\tan 38}{1,25} = 0,62 \quad \frac{1}{n} = \frac{1}{2} = 0,5 \quad \text{alltså}$$

OK

STABILITET, GLIDNING I SIDLED:

Den dragkraft i armeringen T_{ds} som krävs för att motstå det utåtriktade trycket från banken beräknas enligt ekvation 5.2.

För att beräkna horisontalkraften i banken behöver först den aktiva jordtycks-koefficienten, K_a , beräknas. Den ges av ekvation 5.3:

$$K_{ad} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{f'_d}{2} \right) \quad (\text{D.2})$$

där

$$f_d = \arctan\left(\frac{\tan f_k}{g_f}\right) \quad K_a = 0,31$$

Dragkraften som genereras från glidning i sidled, T_{ds} :

$$T_{ds} = 0,5K_{ad}(g_1 g H + 2(g_Q q_Q + g_G q_G))H \quad (D.3)$$

$$T_{ds} = 0,5 \cdot 0,31 \cdot (1,0 \cdot 20 \cdot 2,5 + 2(1,3 \cdot 0 + 1,0 \cdot 0)) \cdot 2,5 = 19,4 \text{ kN per längdmeter}$$

Den minsta förankringslängden för armeringen, L_e , för att förhindra att denna horisontella glidning sker, se Ekvation 5.4:

$$L_e \geq \frac{0,5K_{ad}H(g_1 g H + 2(g_Q q_Q + g_G q_G))g_s}{g_g g h \frac{a_1' \tan f_{kl}}{g_f}} \quad (D.4)$$

där h är den genomsnittliga fyllningshöjden över den förankrade armeringen. Iterering är nödvändig för att finna den minsta erforderliga förankringslängden, men ett konservativt antagande är att sätta $h = H/2$ (d.v.s. anta $L_e = L_s$). Om beräkningen ger att $L_e \leq L_s$, är släntlutningen acceptabel med avseende på glidning i sidled: $h = H/2 = 2,5/2 = 1,25$ m.

$$L_e \geq \frac{0,5 \times 0,31 \times 2,5 \times (1,0 \times 20 \times 2,5 + 2(1,3 \div 0 + 1,0 \times 0)) \times 1,1 \times 1,0}{20 \times 1,25 \times \frac{0,7 \times \tan 38^\circ}{1,25}} = 1,95 \text{ m} \quad (D.5)$$

d.v.s. OK ($L_e < L_s$).

STABILITET MOT UTPRESSNING AV UNDERGRUNDEN:

Först eftersöks den minsta släntlängden och armeringslängden för att förhindra utpressning av undergrunden.

För att finna minsta $L_s = L_{ext}$ används Ekvation 5.6:

$$L_{ext} \geq \frac{\left(g_1 g_1 H + g_G q_G + g_Q q_Q - \frac{(4c_{u0} + 2x z_i)}{g_{Cu}} \right) z_i}{(1 + a_2)c_{u0} + x z_i} \geq 0 \quad (D.6)$$

Om den odränerade skjuvhållfastheten ökar med djupet är iterering med avseende på z_i nödvändig. Det största värdet för L_{ext} skall användas. I detta fall är den odränerade skjuvhållfastheten konstant med djupet i det

lösa jordlagret, och det mest ogynnsamma fallet är för $z_i = t$ (totala lager-tjockleken) $< 1,5H$.

$$L_{\text{ext}} \geq \frac{\left(1,0 * 20 * 2,5 + 1,3 * 0 + 1,0 * 0 - \frac{(4 * 10 + 2 * 0 * 2,5)}{1,4} \right) * 2,5}{\frac{(1 + 0,7) * 10 + 0 * 2,5}{1,4}} = 4,41 \text{ m} \quad (\text{D.7})$$

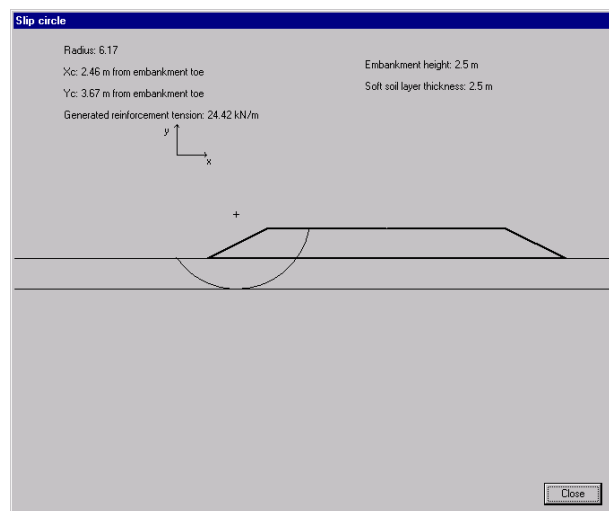
alltså OK

Dragkraften som genereras i armeringen på grund av utpressning av undergrunden beräknas för fallet $L_s = L_{\text{ext}}$, se Ekvation 5.7. Det antas alltså att dragkraften kommer att minska om L_s ökas, och därför är denna beräkning konservativ:

$$T_{\text{rf}} = \frac{a_2 c_{u0} L_{\text{ext}}}{g_{\text{Cu}}} = \frac{0,7 * 10 * 4,41}{1,4} = 22,0 \text{ kN (per meter 'run')} \quad (\text{D.8})$$

TOTALSTABILITET (ROTATIONSSTABILITET)

För denna beräkning är det önskvärt att använda ett datorprogram, eftersom många beräkningar/iterationer måste utföras. Beräkningar för banken görs här med REmbank, som använder sig av beräkningsproceduren för rotationsstabilitet (cirkulär-cylindriska glidyteberäkningar) som visas i Kapitel 5 Resultatfönstret visas i **Fel! Hittar inte referenskälla..**



Figur D.1 Resultatfönster från REmbank; cirkulär-cylindriska glidyteberäkningar.

Den maximala dragkraften är $T_{\text{Rc}}=24.42$ kN. Beräkningen visade också att den erforderliga förankringslängden utanför bankkrönet, L_b , var kortare än den som beräknades i analysen av stabiliteten för utpressning av undergrunden (resultatet redovisas inte här).

FÖRANKRINGSLÄNGD

Den erforderliga förankringslängden utanför bankkrönet, L_b , utgör det största värdet av: L_b p.g.a. rotationsstabilitet, L_e p.g.a. glidning i sidled och L_{ext} med hänsyn till stabiliteten för utpressning av undergrunden.

Detta ger en minsta erforderlig förankringslängd $L_b = L_{ext} = 4,41$ m. Det kan emellertid vara god praxis att installera armeringen hela vägen ut till bankens släntfot.

MAXIMAL DRAGKRAFT I BROTTGRÄNSTILLSTÅNDET T_r :

Den maximala dragkraften i brottgränstillståndet, T_r , som armeringen i underkant skall hålla för, är den största kraften av:

- den maximala dragkraften, T_{ro} , som krävs för att motstå rotationsgränstillståndet per längdmeter bank, eller
- summan av den maximala dragkraft, T_{ds} , som krävs för att motstå glidning i sidled per längdmeter bank och den maximala dragkraften, T_{rf} , som krävs för att motstå utpressning av undergrunden per längdmeter bank (d.v.s. $T_{ds} + T_{rf}$)

$$T_{ro} = 24,4 \text{ kN}$$

$$T_{ds} + T_{rf} = 19,4 + 22,0 = 41,4 \text{ kN}$$

$$\text{D.v.s. } T_r = 41,4 \text{ kN per längdmeter bank}$$

ARMERINGENS ERFORDERLIGA HÅLLFASTHET:

För att säkerställa att armeringsbrott inte uppstår i brottgränstillståndet under armeringens tekniska livslängd, bör följande villkor tillämpas:

$$T_d \geq T_r \quad (\text{D.9})$$

Där

T_d är den faktiska armeringens dimensionerande hållfasthet baserad på data som getts för armeringen samt på den tekniska livslängd under vilken armeringen förväntas fungera.

T_r är den maximala dragkraften i armeringen (från beräkningarna ovan).

Minsta erforderliga dimensionerande långtidshållfasthet är således $T_d = 41,4$ kN/m, (vilket kan motsvaras av en polyesterarmering med en korttidshållfasthet av ca 120 – 200 kN/m, beroende på konverteringsfaktorerna, vilka är specifika för varje produkt, se Tabell D.1).

Tabell D.1 Konverteringsfaktorer relaterade till geosyntetisk armering.

Konverteringsparametrar – materialaspekt	konverteringsfaktor
Krypningsfaktor – beroende på teknisk livslängd och bara relevant när kottidsdraghållfastheten används.	? ₁
Faktor för installationsskada	? ₂
Kemisk och biologisk nedbrytning	? ₃

Exempel med polyesternät:

Fel! Objekt kan inte skapas genom redigering av fältkoder.

D.1.2 Bruksgränstillstånd

Sättningsberäkningar bör utföras enligt konventionella analyser.

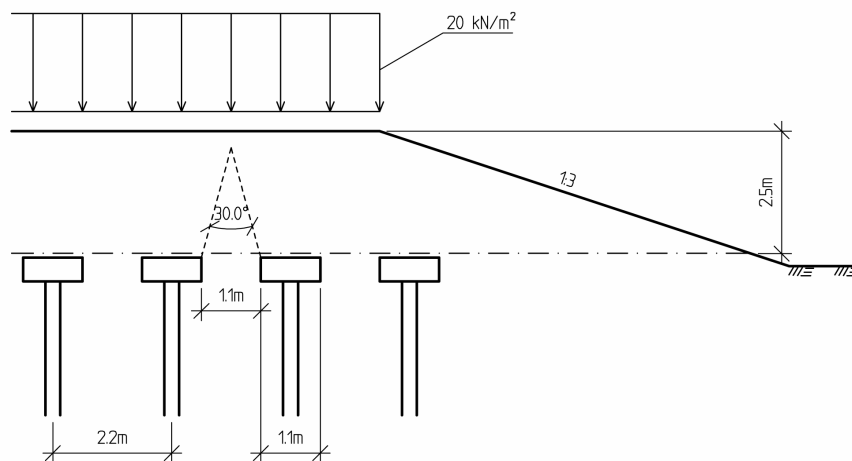
Genom att använda armering som har den beräknade dimensionerande hållfastheten (den erforderliga långtidshållfastheten) säkerställs normalt att för stora töjningar i armeringen inte uppträder.

Bilaga E

Armering över bankpålning

E.1 EXEMPEL

En 2,5 m hög bank förstärkt med armering över bankpålning, se Figur E.1, är dimensionerad enligt Kapitel 5 (lokalstabiliteten) och Kapitel 6 (restående kontroller).



Figur E.1 Bank förstärkt med armering över bankpålning, dimensioneringsexempel med vertikala eller lutande pålar under slänten

E.1.1 Brottgränstillstånd, ingångsvärden:

GEOMETRI OCH MATERIALDATA:

Bankhöjd	$H = 2,5 \text{ m}$
Centrumavstånd mellan pålarna (inklusive toleranser)	$c = 2,2 \text{ m}$
Pålplattornas kantlängd	$b = 1,1 \text{ m}$
Avstånd mellan pålplattorna (inklusive toleranser)	$c - b = 1,1 \text{ m}$
Tunghet, fyllning	$g = 20 \text{ kN/m}^3$
Friktionsvinkel	$f = 38^\circ$

LASTER ENLIGT NATIONELLA REGLER:

Permanent last (egenvikt):	$q_G = 0$
Variabel last (nyttig last):	$q_Q = 20 \text{ kN/m}^2$

PARTIALKOEFFICIENTER ENLIGT EUROKOD 7 (ENV 1997-1) (TABELL 2.1, FALL C):

Koefficienter för laster

Jords tunghet:	$\gamma_\gamma = 1$
Permanent last:	$\gamma_G = 1$
Variabel last:	$\gamma_Q = 1,3$

Koefficienter för jordmaterial:

$\tan f$:	$\gamma_\phi = 1,25$
------------	----------------------

Koefficienter för armering:

Armeringsmaterial	$\gamma_{re} = 1,3$
Glidning på armering	$\gamma_s = 1,1$
Utdragsmotstånd	$\gamma_p = 1,3$

Partialkoefficienter erhållna från försök på gällande armering, vilken använts i kombination med gällande fyllning och lös undergrund (eller som erhållits från tillverkaren / empiriska värden):

Samverkanskoefficient

geotextil/fyllning (krossat grus):	$\alpha_1 = 1,0$
geotextil/fyllningsmaterial eller jord:	$\alpha_2 = 1,0$ eller $0,8$

Krypningsfaktor: (i detta fall bör långtidshållfastheten användas)

Effekt av installationsskada:	$\eta_2 = 0,72$ ($\gamma_i = 1,4$)
Miljömässig inverkan på hårdighet:	$\eta_3 = 0,91$ ($\gamma_d = 1,1$)

Släntlutningen antas vara 1:3, d.v.s släntens längd, $L_s = 3H = 3 \cdot 2,5 = 7,5 \text{ m}$

E.1.1.2 Dimensionering för horisontalkraft

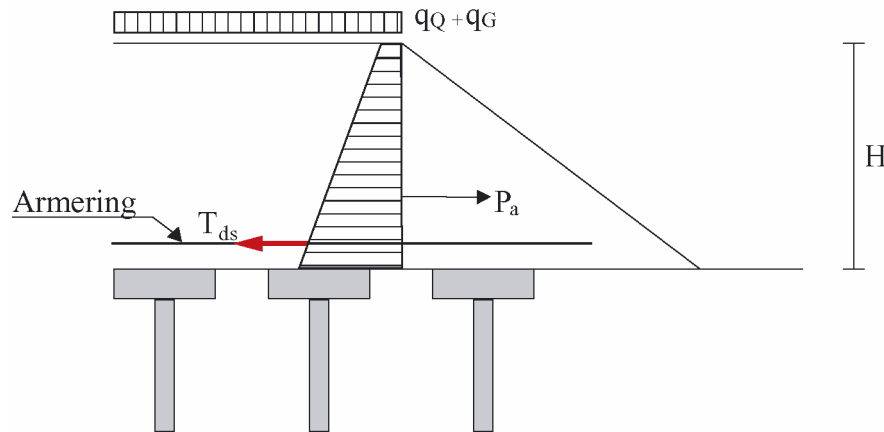
Om vertikala pålar används under bankslänten, beräknas dragkraften i armeringen enligt:

$$T_{ds} = P_{ad} = 0,5K_{ad} (g_d H + 2(g_Q q_Q + g_G q_G)) H \quad (\text{E.1})$$

$$f_d = \arctan\left(\frac{\tan f_k}{g_f}\right) = \arctan\left(\frac{\tan 38^\circ}{1,25}\right) = 32^\circ \quad (\text{E.2})$$

$$K_{ad} = \tan^2 \left(45 - \frac{f_d}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{32^\circ}{2} \right) = 0,31 \quad (\text{E.3})$$

$$T_{ds} = 0,5 \cdot 0,31 (20 \cdot 2,5 + 2(20 \cdot 1,3 + 0)) 2,5 = 39,5 \text{ kN/m} \quad (\text{E.4})$$



Figur E.2 Horisontalkraft i armering vid vertikala pålar under bankslätten

E.1.1.3 Dimensionering för vertikal lastöverföring

Metoden bygger på att ett valv bildas mellan pålplattorna, vilket leder lasten till pålplattorna. Tvärsnittsarean av jorden under valvet, vilken motsvarar den last som upptas av armeringen, kan approximeras med den jordkil som visas i Figur E.3. Detta gäller även om bankhöjden är lägre än $(c-a)/2 \tan 15^\circ$, vilken är jordkilens höjd. Initialtöjningen i armeringen bör vara maximalt 6 procent eller mindre om det finns risk för att den maximala gränsen för kryptöjningen på 2 procent överskrids. Den totala töjningen får inte överstiga 70 procent av brottöjningen för den aktuella armeringen.

Jordkilens vikt, W , är enligt Figur E.3:

$$W_{2Dd} = \frac{(c-b)^2}{4 \cdot \tan 15^\circ} \cdot g_d = 0,93(c-b)^2 \cdot g_d \quad \text{kN/m} \quad (\text{E.5})$$

$$W_{2Dd} = \frac{(2,2-1,1)^2}{4 \cdot \tan 15^\circ} \cdot 20 = 22,6 \quad \text{kN/m} \quad (\text{E.6})$$

Jordens vikt i tre dimensioner, W_{3D} , beräknas enligt följande:

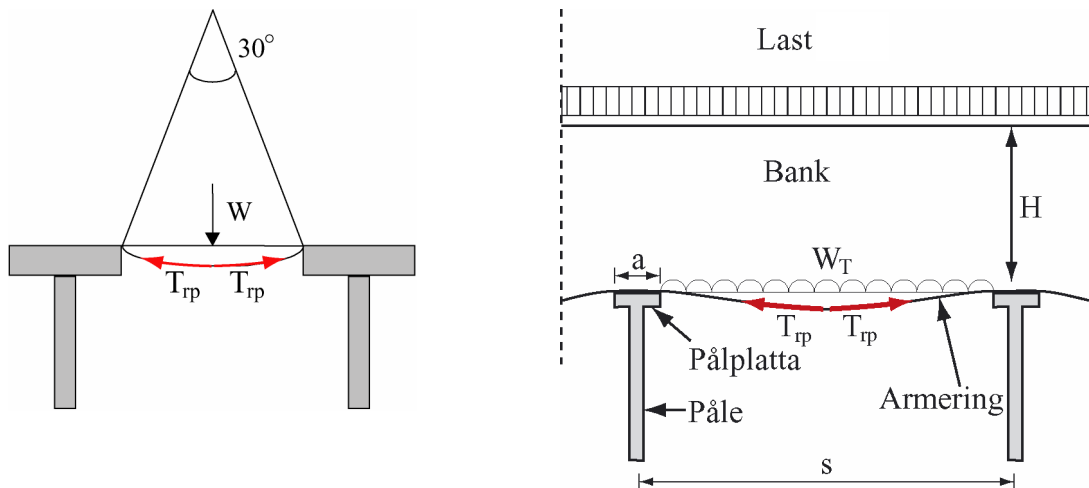
$$W_{3Dd} = \frac{1 + \frac{c}{b}}{2} \cdot W_{2Dd} = \frac{1 + \frac{2,2}{1,1}}{2} \cdot 22,6 = 34 \quad \text{kN/m} \quad (\text{E.7})$$

Deformationen, d , är:

$$d = (c - b) \sqrt{\frac{3}{8}} e = 1,1 \sqrt{\frac{3}{8}} \cdot 0,06 = 0,16 \text{ m} \quad (\text{E.8})$$

Kraften i armeringen i tre dimensioner beroende på den vertikala lasten, T_{rp3D} , beräknas enligt:

$$T_{rp3D} = \frac{W_{3Dd}}{2} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6e}} = \frac{34}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot 0,06}} = 33 \text{ kN/m} \quad (\text{E.9})$$



Figur E.3 Jordkilen som belastar armeringen

E.1.1.4 Dimensionering för total kraft

Den totala kraften i armeringen, T_{tot} , är om vertikala pålar används:

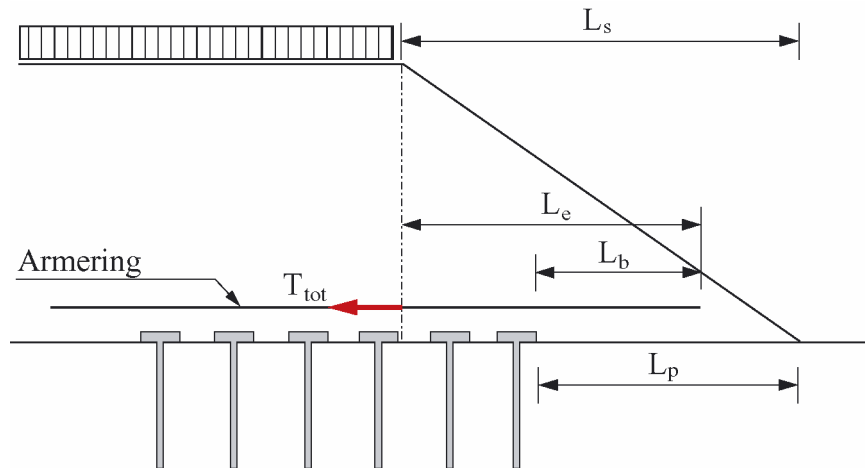
$$T_{tot} = T_{ds} + T_{rp3D} = 39,5 + 33 = 72,5 \text{ kN/m} \quad (\text{E.10})$$

Om lutande pålar används är den totala kraften 33 kN/m.

Armeringsskarvarnas hållfasthet måste beaktas.

E.1.1.5 Dimensionering av armeringens förankringslängd

Armeringen måste ha tillräcklig förankring i fyllningen utanför den pålade arean och alla vertikala sektioner bör verifieras. För att erhålla erforderlig förankringslängd, illustrerat i Figur E.4, på grund av glidning och utdragskraft i bankens tvärled, kan armeringslängden bestämmas utifrån nedanstående beräkningar.



Figur E.4 Förankringslängd på grund av glidning i bankens tvärled och utdrag av armeringen

FÖRANKRINGSLÄNGD P.G.A. GLIDNING I BANKENS TVÄRLED

Om vertikala pålar väljs kan förankringslängden i bankens tvärled enligt Figur E.4 beräknas enligt:

$$L_e \geq \frac{T_{ds} \cdot g_s}{g_d h \left(\frac{a \tan f}{g_f} \right)} \quad (\text{E.11})$$

$$L_e \geq \frac{0,5 K_{ad} H (g_d H + 2(g_Q q_Q + g_G q_G)) g_s}{g_d h a \tan j_d}$$

$$L_e \geq \frac{0,5 \cdot 0,31 \cdot 2,5 (20 \cdot 2,5 + 2(1,3 \cdot 20 + 0)) \cdot 1,1}{20 \cdot 1,25 \cdot \frac{1,0 \cdot \tan 38^\circ}{1,25}} = 2,1 \text{ m}$$

alltså OK ($L_e < L_s$).

UTDRAG

Om vertikala pålar väljs kan förankringslängden med avseende på utdrag i bankens tvärled beräknas enligt:

$$L_b \geq \frac{(T_{rp3D} + T_{ds}) g_p}{g_d h \left(\frac{a_1 \tan f_1}{g_f} + \frac{a_2 \tan f_2}{g_f} \right)} \quad (\text{E.12})$$

$$L_b \geq \frac{(33 + 39,5) 1,3}{20 \cdot 1,25 \left(\frac{1,0 \tan 38}{1,25} + 0 \right)} = 6,0 \text{ m}$$

I detta fall har hänsyn inte tagits till friktionen under armeringen, vilket ger en förankringslängd på säkra sidan. Om lutande pålar används blir $L_b = 2,8$ m.

Förankringslängden för närgränsande armering utmed banken kan beräknas med samma ekvation, genom att sätta $T_{ds}=0$. Förankringslängden blir då 2,8 m.

LOKALSTABILITET:

Banksläntens lokalstabilitet bör kontrolleras enligt Kapitel 5 (ekvation 5.1):

$$\left(\frac{1}{n} = \right) \frac{H}{L_s} \leq \frac{\tan f'_k}{g_f} \quad (E.13)$$

$$\frac{1}{n} = \frac{1}{3} = 0,33 = \frac{\tan j'_k}{g_f} = \frac{\tan 38}{1,25} = 0,62 \text{ alltså OK}$$

E.1.1.6 Dimensionering av armering

Armeringens dimensionerande hållfasthet, T_d , bör utgöra det lägsta värdet av de följande och samtidigt vara större än T_{tot} (se tidigare beräkning enligt Ekvation E.10):

$$T_d = T_{cr} \cdot h_1 \cdot h_2 \cdot h_3 \quad (E.14)$$

eller

$$T_d = T_{cs} \cdot h_1 \cdot h_2 \cdot h_3 \quad (E.15)$$

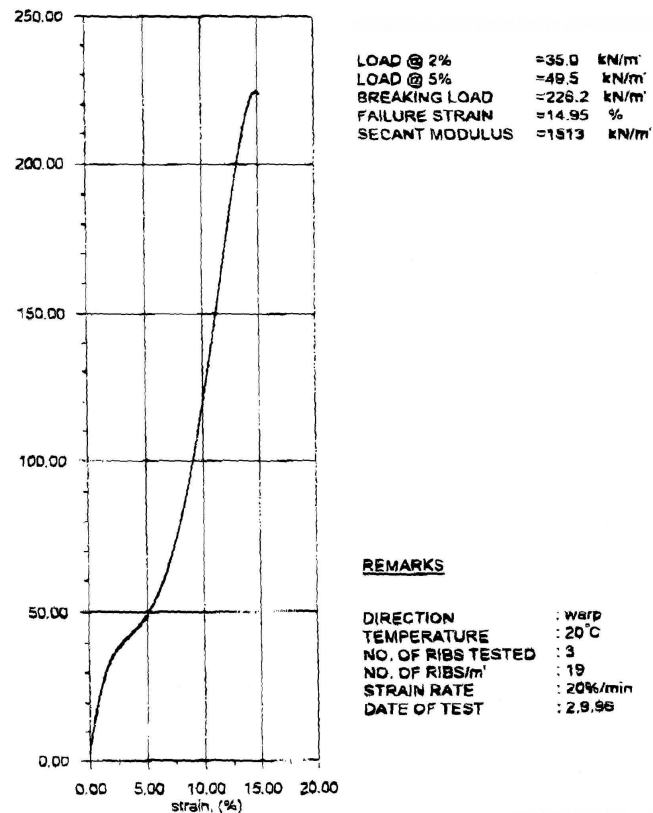
där

T_{cr} är maxvärdet för krypbrotthållfastheten vid aktuell temperatur

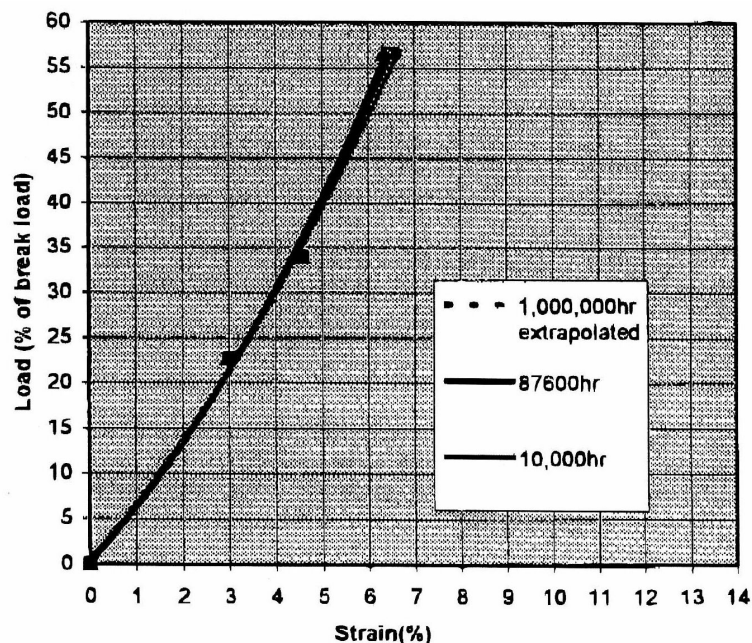
T_{cs} är medeldraghållfastheten, baserad på beaktande av kryptöjningar vid aktuell temperatur

I Figur E.5 visas ett exempel på resultat från ett korttidshållfasthetsförsök för en polyesterprodukt. Korttidsbrottlasten är 226 kN/m, men detta värde är inte möjligt att använda i dimensioneringen. I Figur E.6 och Figur E.7 visas resultaten från krypförsök för samma typ av produkt. T_{cr} , maxvärdet för krypbrotthållfastheten, är brottlasten hos ett prov utsatt för dragkraft, vilken är mindre än draghållfastheten. I försöket nedan har detta inte inträffat för de laster och tider som uppmätts. T_{cs} , medeldraghållfastheten baserad på beaktande av kryptöjningar, är 113 kN/m (50 procent av brottlasten) för en tillåtlig töjning på 6 procent enligt Figur E.6. Detta värde

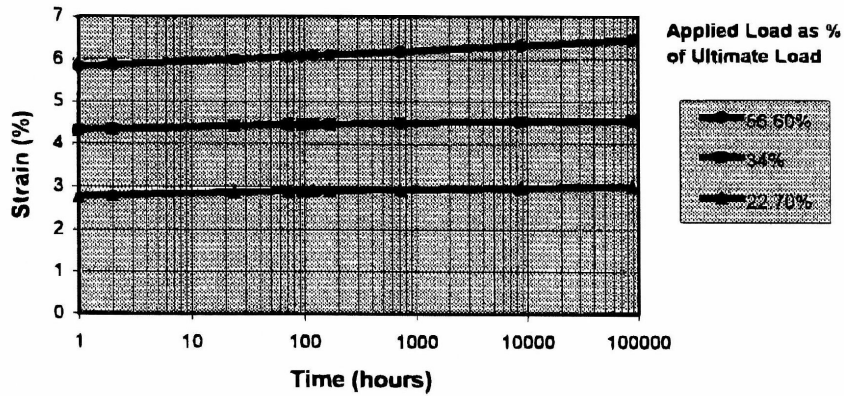
kan jämföras med brottlasten 226 kN/m. Kryptöjningen efter att konstruktionen är fullbordad kommer enligt Figur E.7 vara mindre än 2 procent.



Figur E.5 Exempel på korttidshållfasthet för en polyesterprodukt



Figur E.6 Isokrona kurvor från krypförsök på en polyesterprodukt



Figur E.7 Uppförande vid krypning, exempel på kryptöjning för en polyesterprodukt. Dimensionerande långtidshållfasthe

För vertikala pålar är T_{cs} :

$$T_d = T_{cs} \cdot h_1 \cdot h_2 \cdot h_3 \Rightarrow T_{cs} = \frac{T_d}{(h_1 \cdot h_2 \cdot h_3)} = \frac{72.5}{(1.0 \cdot 0.72 \cdot 0.91)} = 110 \text{ kN/m}$$

För lutande pålar är T_{cs} :

$$T_{cs} = \frac{T_d}{(h_1 \cdot h_2 \cdot h_3)} = \frac{33}{(1.0 \cdot 0.72 \cdot 0.91)} = 50 \text{ kN/m} \quad (\text{E.16})$$

För fallet med vertikala pålar är det tillräckligt med ett lager geonät om sömmen/skarven uppfyller samma krav eller om armeringen läggs med överlapp. För fallet med lutande pålar så skulle en annan produkt/armering ge en mer ekonomisk lösning.

Pålgruppskapaciteten, pålgruppens utbredning och totalstabilitet måste kontrolleras i enlighet med nationella regler.

Bilaga F

Jordspikning

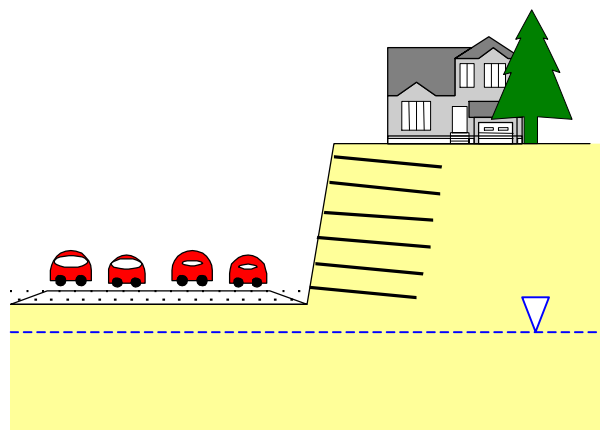
F.1 EXEMPEL – DIMENSIONERING AV JORDSPIKNING FÖR BRANTA SLÄNTER OCH SCHAKTER

Detta kapitel ger ett exempel på hur en brant schakta slänt, förstärkt med jordspikar kan dimensioneras. Alla projekt skiljer sig åt och därför bör detta exempel bara användas som en riktlinje. För andra projekt kan andra aspekter än de som behandlas nedan behöva beaktas.

F.1.1 Bakgrund

För det aktuella projektet behöver en väg breddas för att kunna klara av ökande trafikflöden. På grund av närliggande fastigheter är utrymmet begränsat, och en brant slänt eller en stödmurskonstruktion behöver byggas. Det har bestämts att jordspikning skall användas istället för en traditionell stödmur. Platsen ligger i ett av de nordiska länderna och vägen utgör en av huvudvägarna in till det närliggande samhället.

Jorden varierar mellan siltig sand till sandigt grus. Grundvattenytan ligger djupare än den preliminära muren. Muren är 6 m hög och ca 75 m lång.



Figur F.1 Principskiss av platsen

F.1.2 Preliminär utformning

F.1.2.1 Problembeskrivning

Innan dimensioneringen av jordspikningssystemet påbörjas, är det viktigt att definiera syftet med jordspikningen. Problem som behöver beaktas måste identifieras.

Detta resulterar i följande krav på jordspikskonstruktionen ovan:

- det bör vara en permanent konstruktion, där de estetiska aspekterna skall beaktas så att konstruktionen blir en naturlig del av landskapet
- konstruktionen skall dimensioneras för det nordiska klimatet
- konstruktionen skall ha en teknisk livlängd på 100 år och utföras i säkerhetsklass III⁶.
- grundvattennivån och jordarterna indikerar inga särskilda problem för utförandet av projektet

F.1.2.2 Empirisk korrelation

Innan den faktiska dimensioneringen av den jordspikade muren påbörjas, rekommenderas att man göra en preliminär uppskattning av den slutliga konstruktionens utformning. En empirisk korrelation baserad på en artikel av Bruce m. fl. (1986) är användbar.

Anta att injekterade spikar skall användas och använd den empiriska korrelationen i Kapitel 7.

SPIKLÄNGD

Enligt artikeln är spiklängden ungefär 0,5 till 0,8 gånger slänthöjden. Om slänthöjden är 6 m blir därför spiklängden ca 3 till 5 m.

MOBILISERAD FRIKTION

Storleken av den area där friktion kan mobiliseras utmed spiken (spiklängden gånger omkretsen) bör vara ca 0,3 till 0,6 gånger arean den förstärker (spikavståndet i horisontalriktningen gånger spikavståndet i vertikalriktningen).

Om en 4 m lång injekterad spik med en diameter av 0,1 m används, bör således avståndet mellan spikarna vara mellan $\sqrt{0,3 \times 0,1 p \times 4} = 1,1$ m och $\sqrt{0,6 \times 0,1 p \times 4} = 0,87$ m.

⁶ Det är vanligt att en jordspikad schaktad slänt utförs i säkerhetsklass III.

SPIKHÅLLFASTHET

Spikens hållfasthet (tvärsnittsarean som tar upp dragkraft) bör vara ca 0,0004 till 0,0008 gånger ytan som den förstärker.

Anta att stålkärnan har en diameter av 0,025 m. Då bör spikavståndet vara mellan $\sqrt{\frac{0,025^2}{0,0004}} = 1,25$ m och $\sqrt{\frac{0,025^2}{0,0008}} = 0,88$ m.

ANTAGEN SPIKUTFORMNING

Ett preliminärt antagande är att 4 m långa injekterade spikar skall användas. Stålkärnan bör ha en diameter av 25 mm och spikavståndet vara mindre än 1,2 m.

F.1.3 Stabilitetsanalys

För att bestämma den faktiska mängden spikar som erfordras för att erhålla en konstruktion med tillfredsställande säkerhetsnivå, utförs en traditionell stabilitetsanalys.

F.1.3.1 Indata

GEOMETRI

Geometrin som används i beräkningarna bör inkludera toleranserna som tillåts under utförandet. Om exempelvis spikavståndet är $1,0 \pm 0,1$ m, bör 1,1 m användas i beräkningarna, eftersom detta utgör ett mer kritiskt fall än spikavståndet 0,9 m.

Inledningsvis görs följande antaganden:

- spikavståndet är 1,2 m, d.v.s. det faktiska spikavståndet är 1,1 m, men toleransen är $\pm 0,1$ m
- spiklängden är 4 m
- för den injekterade spiken antas spikdiametern vara 0,1 m.

JORDENS MATERIALEGENSKAPER OCH PARTIALFAKTORER

Enligt grundundersökningen varierar jorden mellan siltig sand och sandigt grus, med en tämligen likartat jordlagerprofil för hela området. Följande materialegenskaper antas:

Enligt Kapitel 3.5 bör friktionsvinkeln baseras på en försiktig uppskattning baserad på resultat från fält- och laborieförsök. Därför används $f = 33^\circ$. För att få det dimensionerande värdet tillämpas partialfaktorn $\gamma_{m\phi} = 1,25$ enligt ENV 1007-1 och fall C.

$$f_d = \frac{\tan f_k}{g_{mf}} = \frac{\tan 33}{1,25} \rightarrow f_d = 27,5 \quad (\text{F.1})$$

Kohesionsinterceptet antas vara 0.

Tungheten antas vara 20 kN/m^3 och i detta fall används partialkoefficienten 1,0.

GRUNDVATTENFÖRHÅLLANDEN

Enligt grundundersökningarna ligger grundvattenytan under släntfotens nivå. I beräkningarna antas därför en torr slänt. Ett dräneringssystem behöver emellertid inkluderas i den slutliga dimensioneringen för att omhänderta infiltrerande ytvatten.

UTDRAGSKAPACITET OCH PARTIALFAKTORER

Baserat på tabellerna i Clouterre (se vidare i Kapitel 2) varierar utdragsmotståndet, q_s , för en injekterad spik i sand mellan 0,05 till 0,1 MPa. Den mobiliserade utdragskraften per meter spik är:

$$q = pD = p \cdot 0,1 = 0,31 \text{ m}^2 / \text{m} \quad (\text{F.2})$$

$$T = q \cdot q_s \rightarrow 15,7 \text{ kN} / \text{m to } 31,4 \text{ kN} / \text{m}$$

Anta att det karakteristiska medelvärdet baserat på utdragsförsök är $T_k = 35 \text{ kN/m}$. Detta måste verifieras i det inledande skedet av utförandet. För att erhålla det dimensionerande värdet tillämpas en partialkoefficient, γ_T , för att på så vis ta hänsyn till den naturliga variationerna i jorden och spiken. Enligt Kapitel 2 kan dessa värden väljas som:

$$g_T = g_f \times g_m = 1,25 \times 1,4 = 1,75 \quad (\text{F.3})$$

För att ta hänsyn till antalet utförda försök väljs en omvandlingsfaktor enligt Kapitel 2. I detta fall utfördes 4 försök och medelvärdet av resultaten användes, således tillämpas $h = \frac{1}{1,3}$:

$$T_d = h \frac{T_k}{g_{mqs}} = \frac{1}{1,3} \frac{35}{1,75} = 15,4 \text{ kN} / \text{m} \quad (\text{F.4})$$

LASTER

I detta fall påförs ingen variabel eller seismisk last. En permanent last, q_G , 10 kPa, från de angränsande husen dock inkluderas dock. Lastfaktorn, γ_G , sätts i detta fall till 1,0 eftersom det är en permanent last (se vidare Kapitel 3). Om en annan säkerhetsklass än III tillämpas krävs att ytterligare partialkoefficienter enligt Bilaga B tillämpas.

F.1.3.2 Stabilitetsanalys

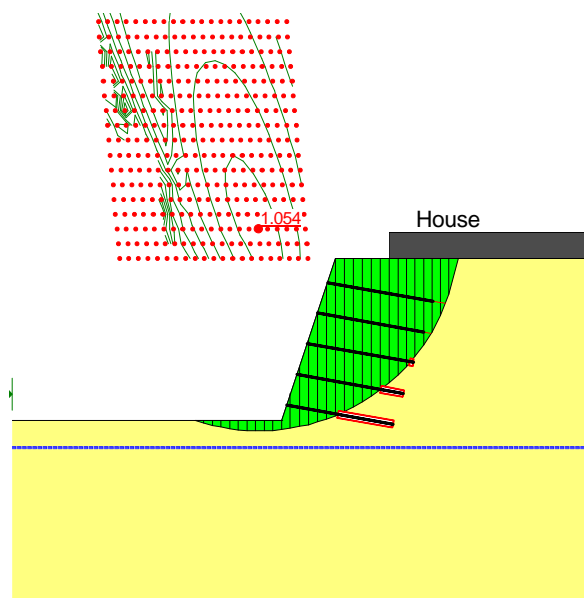
Stabilitetsanalysen kan utföras med vilket stabilitetsprogram som helst, som kan hantera den extra lasten som tillförs av jordspikarna. Innan programmet används för det aktuella fallet, bör det dock verifieras för ett enkelt problem som kan beräknas för hand. De flesta program kan användas, men var och ett har sina begränsningar, vilka brukaren behöver vara medveten om.

I Kapitel 7 visas ekvationerna för stabilitetsanalysen. Det dimensionerande värdet för varje parameter används och målet är att finna en spikutformning som ger $F = 1,0$. I en traditionell stabilitetsanalys finns krav på både den dränerade, odränerade och kombinerade säkerheten. I detta fall beskrivs jordens skjuvhållfasthet enbart av den dränerade parametern och därför utförs enbart en dränerad analys.

Följande värden används som en preliminär uppskattning:

Tabell F.1 Ingångsvärden för stabilitetsanalysen

f_d	27,5°
γ	20 kN/m ³
Spikavstånd	1,2 m
Spiklängd	4 m
T_d	15,4 kN/m dividerat med spikavståndet 1,2 ger 12.8 kN/m per längdmeter slänt.



Figur F.2 Preliminär beräkning

Den preliminära uppskattningen resulterar i säkerhetsfaktorn $F = 1,05$. I detta fall bedöms det inte vara nödvändigt att utföra ytterligare beräkningar för att optimera utformningen.

F.1.4 Verifiering av valt jordspikssystem

Innan utformningen väljs slutgiltigt, behöver ytterligare brottmekanismer beaktas: brott hos en enskild spik och långtidsbrott relaterat till beständighet.

F.1.4.1 Spikbrott

I stabilitetsanalysen begränsas bara utdragskapaciteten av det friktionsmotstånd som kan mobiliseras utmed spiken. Ytterligare brottmekanismer behöver emellertid studeras för att säkerställa att spiken mobiliserar den erforderliga kraften.

Brottmekanismerna som behöver beaktas är:

1. utdragsbrott på grund av brott mellan spik och jord (dragspänning) i aktiva och passiva zonen
2. bärighetsbrott i jorden under spiken
3. brott i spikens stål på grund av dragspänning
4. brott i spikens stål på grund av böjning/skjuvning

Den franska ”multi-kriteriemetoden” behandlar detta på ett systematiskt vis.

Varje spik bör kontrolleras med avseende på kriterierna ovan.

KRITERIUM 1 – UTRAG

Bestäm för varje spik utdragskapacitetens maximala dimensionerande värde som kan mobiliseras i den aktiva och mothållande zonen. I det aktuella fallet antas att att spikhuvudet inte bidrar och följaktligen kommer spikbrott att inträffa när det lägre av de två värdena överskrids.

Utdragskapaciteten bestäms som:

$$P = T_d \times L \quad (F.5)$$

Utdragskapacitetens dimensionerande värde har tidigare beräknats till 15,4 kN/m. (Beräkningen utförs för varje spik och följaktligen bör inte utdragskraften reduceras med spikavståndet, som i stabilitetsberäkningen). Resultaten i Tabell F.2 indikerar att det för spik 1 inte är möjligt att

mobilisera full utdragskapacitet i aktivzonen, såvida inte spikhuvudet dimensioneras för att ta en viss kraft.

Tabell F.2 Maximal tillåten utdragskraft i spikarna för den kritiska glidytan

Spik	längd (m)		utdragskraft kN/m	
	aktiv	mothållande	aktiv	mothållande
5	4,0	0,0	61,6	0,0
4	4,0	0,0	61,6	0,0
3	3,7	0,3	57	4,6
2	3,0	1,0	46,2	15,4
1	1,8	2,2	27,7	33,8

— = anger att de begränsande värdena skall användas i beräkningen

KRITERIUM 2 – BÄRIGHETSBRÖTT I JORDEN UNDER SPIKEN

Jordens bärighet begränsar det tryck med vilket spiken kan belasta jorden. Den maximala bärigheten erhålls antingen i en enskild punkt (punkt med maximalt moment), eller utmed en sträcka som definieras av de två punkterna med maximal skjuvning (överföringslängden, l_0). Följande kriterium gäller:

$$R_N \leq \frac{D}{2} l_0 p_u \quad (F.6)$$

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_h D}} = 0,24 \text{ m}$$

- k_h bäddmodul längs spiken, i detta fall 180-300 MNm³
 EI spikens styvhet beräknas för stålaxer, som för en cirkulär stålkärna med diametern = 0,025 m är 4025 kNm²
 p_u jordens bärförmåga, i detta fall 500 till 800 kPa, beroende på djupet under markytan
 D spikens hela diameter inklusive injektering

Detta ger att den maximala skjuvkraften i spiken är mindre än:

$$R_N \leq \frac{0,025}{2} 0,24 \times 650 \text{ kPa} = 11 \text{ kN} \quad (F.7)$$

KRITERIUM 3 – BRÖTT I STÅLET PÅ GRUND AV DRAGSPÄNNING

Den kombinerade effekten av skjuvning och drag i spiken gäller följande kriterium:

$$\left(\frac{T}{T_{\text{limit}}} \right)^2 + \left(\frac{R_N}{R_{N_ \text{limit}}} \right)^2 \geq 1 \quad (F.8)$$

T	dragkraft (kN)
T _{limit}	dragkraftskapacitet (kN)
R _N	skjuvkraft (kN)
R _{N_limit}	tvärkraftskapacitet (kN)

KRITERIUM 4 – BROTT I STÅLET PÅ GRUND AV BÖJNING/SKJUVNING

Följande kriterium gäller:

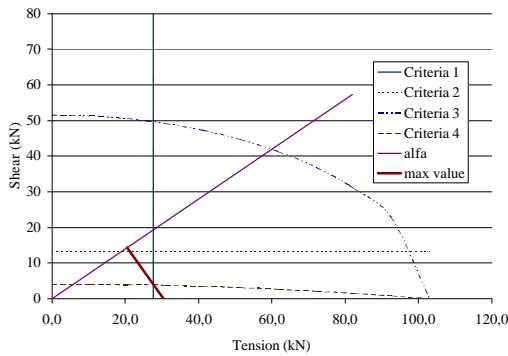
$$R_N \leq b \left(\frac{M_0}{l_0} \right) \times \left(1 - \left(\frac{T}{T_{\text{limit}}} \right)^2 \right) + c D l_0 p_u \quad (\text{F.9})$$

b, c	konstanter med värdena 1,62 respektive 0,24.
M ₀	stålets plasticeringsmoment i flytlederna (kNm)

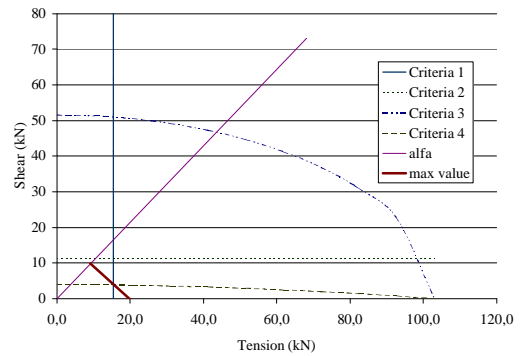
TILLÅTET SPÄNNINGSOMRÅDE FÖR SPIKEN

De ovanstående kriterierna kan för varje spik visas i en graf som visar skjuvkraft mot dragkraft. Den tillåtliga spikkraften bestäms sedan med avseende på vinkeln mellan spik och glidyta. I Figur F.3 redovisas resultaten från analysen. Dragkraften är för alla spikar begränsad av utdragskapaciteten i antingen aktiv- eller passivzonen. För spikarna i den understa spikraden är utdragskapaciteten mindre än den som används i den ovanstående stabilitetsanalysen (utdragskapaciteten i passivzonen är begränsade). En ny analys av problemet, där ett lägre värde tillåts, resulterar i en säkerhetsfaktor i närheten av 1,0.

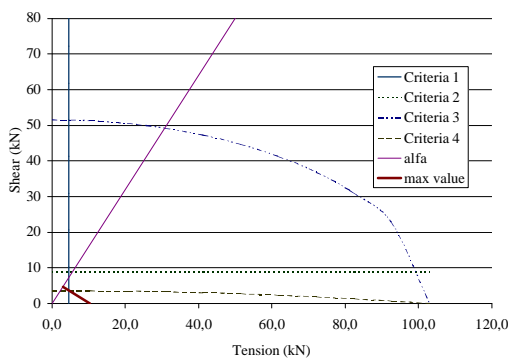
Analysen indikerar att ingen förändring av utformningen är nödvändig.



Spik 1, α 35°
 Dragkraften begränsad av utdrag till 27,7 kN, vilket ger 23 kN per längdmeter bank.



Spik 2, α 47°
 Dragkraften begränsad av utdrag till 15,4 kN, vilket ger 13 kN per längdmeter bank.



Spik 3, α 58°
 Dragkraften begränsad av utdrag till 4,6 kN, vilket ger 3,8 kN per längdmeter bank

Det är inte nödvändigt att utföra multi-kriterieanalyser för spik 4 och 5, då dessa spikar inte mobiliserar någon kraft för den analyserade glidytan.

För en annan glidyta kan det vara aktuellt att titta även på spik 4 och 5. Om analyser skall utföras även för andra glidytor bedöms från fall till fall.

Figur F.3 Resultat från Multi-kriteriemetoden, spikarna numrerade nerifrån och upp.

F.1.4.2 Beständighet

Spikens långtidsegenskaper behöver beaktas. I Kapitel 7 ges ett system för hur det erforderliga korrosionsskyddssystemet väljs.

STEG 1- PRELIMINÄR UPPSKATTNING AV OMGIVNINGENS KORROSIONSPOTENTIAL

En preliminär uppskattning av korrosionspotentialen görs på basis av Tabell 7.5 och Tabell 7.6. Jorden utgörs av siltig sand till sandigt grus, och enligt Tabell 7.5 ger detta en låg till mycket låg korrosionspotential. Anta 2 poäng. Från Tabell 7.6 kan följande faktorer tillämpas för den aktuella platsen:

Tabell F.3 Grundpoäng för miljön, steg 1

Faktor	Poäng
Grundvattenytan ligger lägre än 2,5 m under markytan	± 0
Torr och välldränerande material	-2
Avstånd till väg som saltas under vinterhalvåret är mindre än 25 m	+4
Jordbruksområde där gödsling används	+2
Σ	4

Totalt 6 poäng fås för platsen. Enligt Kapitel 7 är en mer detaljerad jordklassificering nödvändig.

STEG 2- BESTÄMNING AV MILJÖKLASS BASERAT PÅ MER DETALJERAD UNDERSÖKNING AV JORDEN

För att göra en mer detaljerad klassificering används Tabell 7.7 i Kapitel 7.

Tabell F.4 Korrosionspotential för jorden, steg 2

Kriterium	Förklaring	Poäng
Jordart	Lera, silt, morän (normal)	1
	Sand, grus, (porös, permeabel)	0
Resistivitet	$50 < p$	0
Fukt - salt	Fuktigt jordprov ovanför grundvattenytan ($w > 20 \%$)	2
pH	Basisk miljö $pH > 6$	0
Vertikal lagring	Homogen jord	0
Andra faktorer	Salthaltigt vatten från vägen	8
	Σ	11

På grund av närheten till vägen som saltas under vinterhalvåret måste platsen enligt Kapitel 7 betraktas som miljöklass III, med hög korrosionspotential.

STEG 3 – BESTÄMNING AV MILJÖKLASS VID BEAKTANDE AV ANDRA ASPEKTER

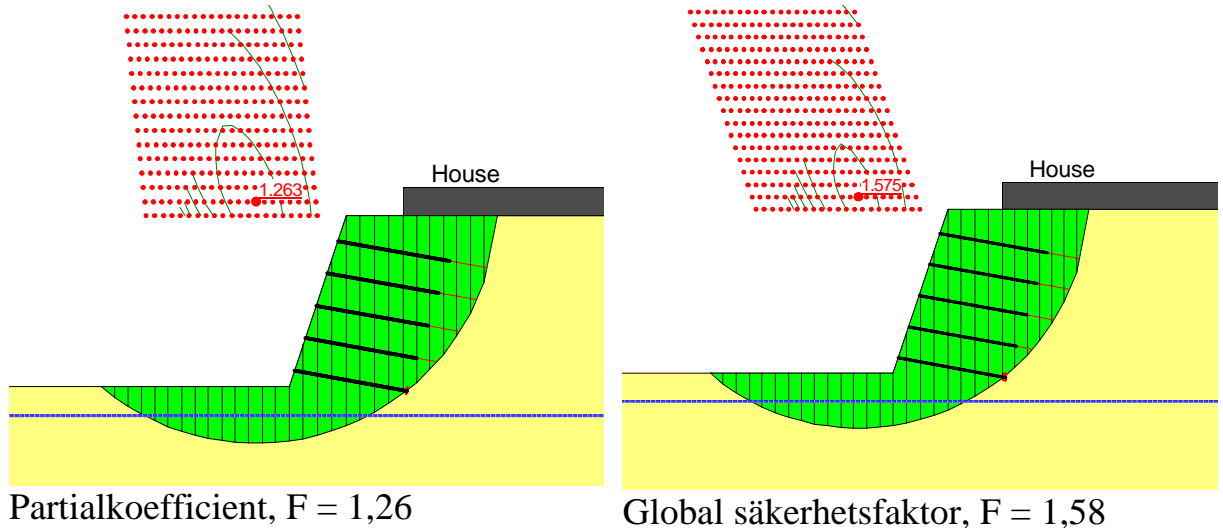
Ingen av aspekterna som räknas upp i steg 3 är tillämplig för platsen.

STEG 4 – VAL AV KORROSIONSSKYDDSSYSTEM

Tabell 7.10 tyder på att en särskild utredning bör utföras. I detta fall verkar det rimligt att bestämma huruvida vägsaltets inverkan är så stor som den preliminära uppskattningen tyder på. Som en minsta åtgärd väljs emellertid en injikerad spik i kombination med antingen rostmån eller plastbarriär.

F.1.5 Totalstabilitetsanalys

Den jordspikade konstruktionens totalstabilitet behöver analyseras. För att få en jämförelse utförs både en traditionell analys med de karakteristiska värdena och en partialkoefficientsanalys. Resultaten tyder på att totalstabiliteten är tillfredsställande.



Figur F.4 Den jordspikade konstruktionens totalstabilitet

I Kapitel 7 nämns tre andra brottmekanismer:

- glidning på grund av det aktiva jordtrycket från jorden bakom det armerade blocket, verkande på detsamma
- bärlighetsbrott (tyngden av det armerade blocket och jordtrycket som verkar bakom detta, kan förorsaka ett bärlighetsbrott i underliggande jord)
- tippning av det armerade blocket

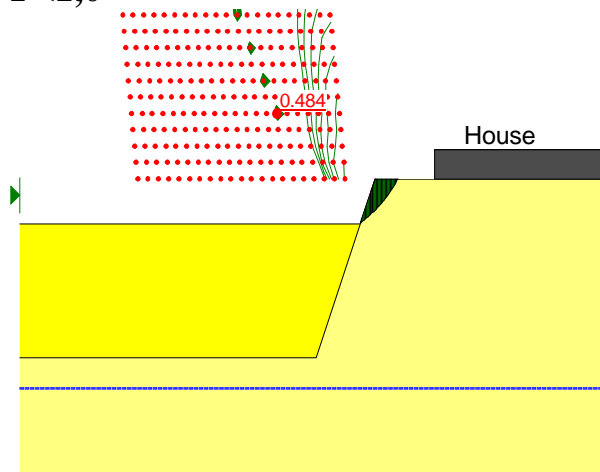
I detta specifika fall bedömdes att dessa brottmekanismer inte var kritiska för konstruktionen.

F.1.6 Stabilitetsanalys av varje schaktsteg

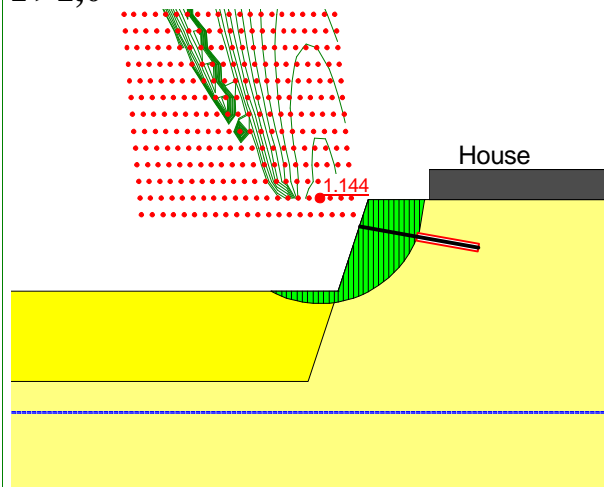
Under schaktarbetena måste varje schaktsteg kontrolleras för att säkerställa att en tillfredsställande säkerhet bibehålls.

Fyra schaktsteg utförs, var och ett med en höjd av 1,5 m.

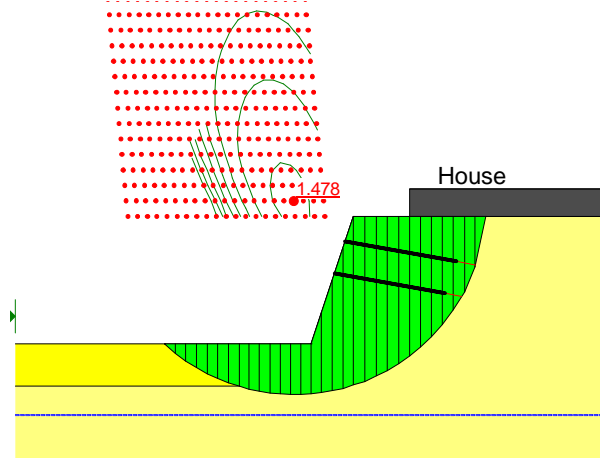
1) innan installation av första spiken.
 $F < 1,0$



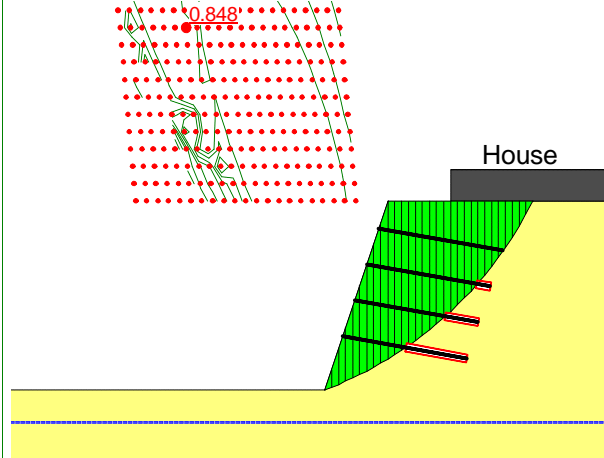
2) innan installation av andra spiken.
 $F > 1,0$



3) innan installation av tredje spiken.
 $F > 1,0$



4) innan installation av sista spikraden.
 $F < 1,0$



Figur F.5 Stabilitetsanalys för varje schaktsteg

Säkerheten är låg för den oförestärkta slänten i steg 1, och därför behöver åtgärder tas för utförandet av schakten. Åtgärderna kan antingen utgöras av sektionvis schaktning med påförande av fasaden direkt efter schakten, eller av spikinstallation genom en mothållande stödfyllning. Steg 2 och 3 har tillfredsställande säkerhet, men för steg 4 kan det också vara nödvändigt att utföra någon typ av åtgärd.

För varje steg skall en "multi-kriterieanalys" utföras för att verifiera att spikarna har tillräcklig kapacitet. För stegen som presenteras i Figur F.5, ger multi-kriterieanalysen att utdragskapaciteten i aktivzonen är begränsande för den maximala dragkraften som spikarna kan mobilisera för steg 1, 3 och 4. För steg 2 är utdragskapaciteten i den mothållande zonen begränsande.

F.1.7 Fasad

F.1.7.1 Konstruktionsaspekter

För en brant slänt är en fasad nödvändig. Syftet med fasaden är att stabilisera jorden mellan spikarna för att undvika att ett lokalt brott uppstår. I detta fall måste en fasad av sprutbetong väljas. Fasaden dimensioneras i enlighet med riktlinjer för betongkonstruktion, och ta hänsyn till följande aspekter:

- Fasaden dimensioneras för att stå emot det böjande moment som orsakas av jordtrycket mellan jordspikarna. För en fasad som dimensioneras för lång teknisk livslängd, bör såväl brottgränstillstånd som bruksgränstillstånd beaktas. I bruksgränstillståndet bör hänsyn tas till sprickbildning.
- I dimensioneringen tas också hänsyn till risken för genomstansning vid spikhuvudet.

Om dimensioneringen av spiklängden gjorts på så vis att den mobiliserade utdragskapaciteten i aktivzonen är större än kraften som kan mobiliseras i passivzonen, måste spikhuvudet dimensioneras för att kunna ta ökad last utan att stansa igenom fasaden. I detta fall har utdragskraften valts som det lägre av de två värdena.

Klimatet påverkar valet av fasad. Platsen där jordspikningen skall utföras ligger där tjäle kan förväntas. Följdaktligen är det nödvändigt att beakta att fasaden utsätts för växelvis tö och tjäle, som kan resultera i ökade krafter på spikarna.

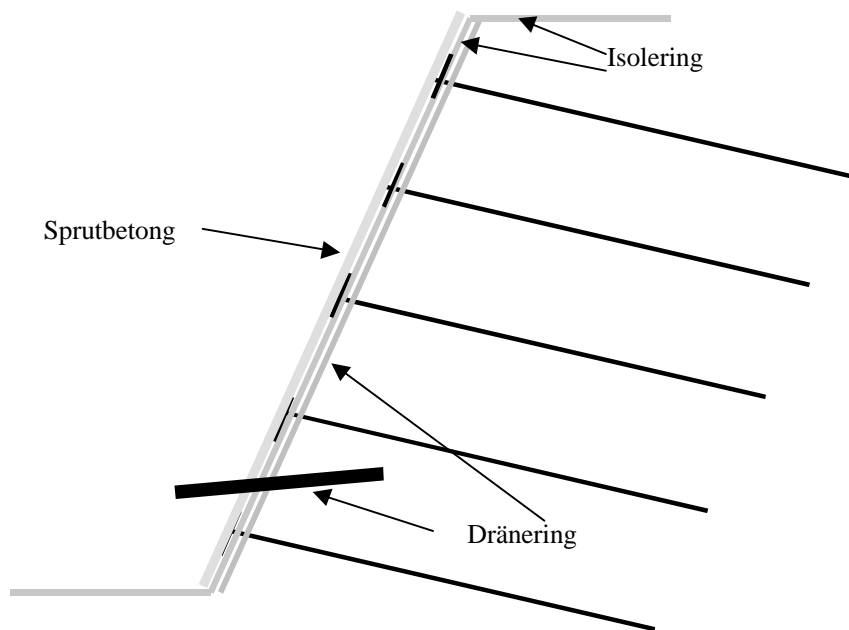
I det aktuella fallet läggs en kombinerad isolering- och dräneringsplatta mot jorden och täcks därefter med sprutbetong.

F.1.7.2 Estetiska aspekter

En konstruktion med sprutbetong smälter inte alltid in i miljön på ett naturligt sätt. I det aktuella fallet byggs en traditionell mur av sten upp framför jordspiksfasaden för att anpassa konstruktionen till omgivningen.

F.1.8 Dränering

Den dimensionerade fasaden är tämligen tunn och därför är det viktigt att inget vattentryck tillåts uppstå bakom densamma. XPS-plattan med dräneringskanaler placeras på marken. För att tillse att vattnet överförs från fasadens baksida till framsida, installeras dräneringsrör genom fasaden.



Figur F.6 Fasad och dränering

F.1.9 Bruksgränstillstånd

På basis av den empiriska korrelationen som ges i Kapitel 7, kan en uppskattning göras av förväntad deformation under konstruktionens tekniska livslängd. Rörelserna hos släntens överdel i sand är ca $2H/1000$, vilket i detta fall är 12 mm. Enligt samma empiriska korrelation påverkar rörelserna ett område som sträcker sig 5 m in bakom muren.

$$I = H(1 - \tan \alpha)k = 6(1 - \tan(18,4))1,25 = 5 \quad (\text{F.10})$$

F.1.10 Referens

Detta exempel är delvis baserade på ett verkligt jordspikningsprojekt i Lillehammer, Norge. Projektet beskrivs vidare i Statens Vegvesen, laboratorierien, rapport 56.

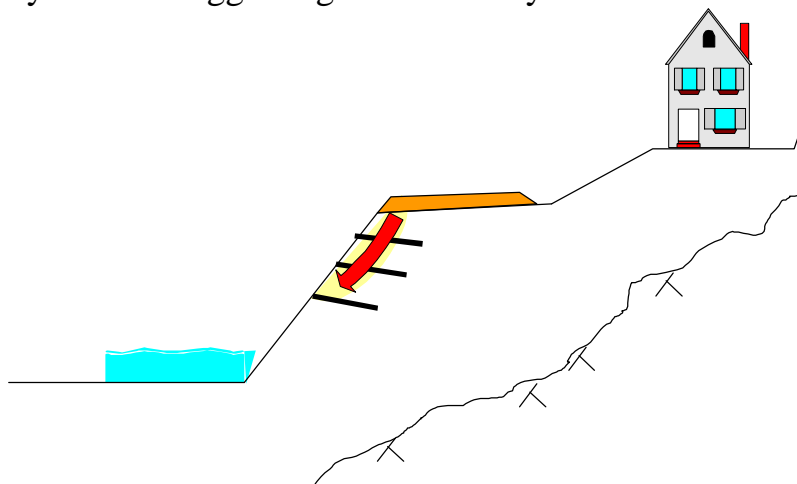
F.2 EXEMPEL – DIMENSIONERING AV JORDSPIKNING FÖR EN NATURLIG SLÄNT

Jordspikning används ofta för att öka säkerhetsfaktorn för en befintlig slänt. I detta exemplet visas de huvudsakliga skillnaderna mellan dimensionering av en schaktad jordspikskonstruktion och en naturlig slänt förstärkt med jordspikar.

F.2.1 Bakgrund

I exemplet ligger en väg vid kanten av en brant slänt, ca 30 m hög, ovanför en större flod. Släntlutningen är ca 1:1,25. Sprickor har observerats i vägen och det har beslutats att vägens säkerhet måste förbättras. Jordspikning utgör ett av alternativen som beaktas .

Området utgörs av fluvioglaciala avlagringar, med siltig sand underlagrad av sand/morän. Djupet till berg varierar mellan 8 till 14 m. Grundvattenytan antas ligga långt under markytan.



Figur F.7 Principskiss av platsen

F.2.2 Preliminär utformning

F.2.2.1 Problembeskrivning

I detta fall är huvudsyftet med jordspikningen att öka säkerheten för den lokala glidytan.

Detta resulterar i följande krav på den ovan nämnda jordspikskonstruktionen:

- den bör vara en permanent konstruktion med tekniska livslängden 40 år
- fasaden bör om möjligt anpassas till omgivningen
- konstruktionen skall dimensioneras för det nordiska klimatet
- säkerhetsklass III skall tillämpas
- särskilda överväganden måste göras avseende arbetsutförandet. Hänsyn måste tas till befintlig trafik på vägen och platsens begränsade tillgänglighet.

F.2.2.2 Empirisk korrelation

Den empiriska korrelationen som presenteras av Bruce m. fl. (1986) kan användas för en preliminär uppskattning av släntens utformning, även om korrelationen i huvudsak är baserad på resultat från schaktade slänter. Anta att injekterade spikar skall användas och använd de empiriska korrelationerna i Kapitel 7.

SPIKLÄNGD

Slänthöjden är ca 17 m och enligt korrelationen bör spiklängden då vara ungefär 0,5 till 0,8 H, alltså 8,5 till 13,6 m.

MOBILISERAD FRIKTION

Storleken av den area där friktion kan mobiliseras utmed spiken (spiklängden gånger omkretsen) bör vara ca 0,3 till 0,6 gånger arean den förstärker (spikavståndet i horisontalriktningen gånger spikavståndet i vertikalriktningen).

Om en 8 m lång injekterad spik med en diameter av 0,1 m används, bör avståndet mellan spikarna vara mellan $\sqrt{0,3 \times 0,1 p \times 8} = 0,87$ m och $\sqrt{0,6 \times 0,1 p \times 8} = 1,22$ m

SPIKHÅLLFASTHET

Spikens hållfasthet (tvärsnittsarean längs vilken dragkraft kan mobiliseras) bör vara ca 0,0004 till 0,0008 gånger ytan som den förstärker.

Anta att stålkärnan har en diameter av 0,025 m. Då bör spikavståndet vara mellan $\sqrt{\frac{0,025^2}{0,0004}} = 1,25$ m och $\sqrt{\frac{0,025^2}{0,0008}} = 0,88$ m.

ANTAGEN SPIKUTFORMNING

Den ovan nämnda empiriska korrelationen tyder på att fyra spikar med längden 8 m och ett centrumavstånd på 1,1 m skulle vara tillräckligt för att förstärka vägen. Vid beaktande av platsen och svårigheterna med att installera jordspikar, görs dock ett försök att minska antalet jordspikar. Spikavståndet ökas till 1,5 m. Ett alternativ kan vara att öka spiklängden i släntens överdel, men det kan resultera i lokala brott i släntens nedre del.

F.2.3 Stabilitetsanalys

För att bestämma det faktiska antal spikar som krävs för att få en konstruktion med tillfredsställande säkerhet, utförs en traditionell stabilitetsanalys.

F.2.3.1 Indata

GEOMETRI

Geometrin som används i beräkningarna bör inkludera toleranserna som tillåts under utförandet. Om exempelvis spikavståndet är $1,0 \pm 0,1$ m, bör 1,1 m användas i beräkningarna, eftersom detta utgör ett mer kritiskt fall än spikavståndet 0,9 m.

Inledningsvis görs följande antaganden:

- spikavståndet är 1,5 m, d.v.s. det faktiska spikavståndet är 1,4 m, men toleransen är $\pm 0,1$ m
- spiklängden är 8 m
- för den injekterade spiken antas spikdiametern vara 0,1 m.

JORDENS MATERIALEGENSKAPER OCH PARTIALFAKTORER

Enligt grundundersökningen kan tre olika jordlager identifieras på platsen: siltig sand, sand och morän. De karakteristiska värdena för de tre olika jordlagren och de motsvarande dimensionerande värdena redovisas i Tabell F.5. För att erhålla det dimensionerande värdet tillämpas partialfaktorn $\gamma_{m\phi}$ 1,25 enligt ENV 1997-1 och fall C.

$$f_d = \frac{\tan f_k}{g_{mf}} \rightarrow f_d \quad (\text{F.11})$$

Tabell F.5 Ingångsvärden för jorden

	ϕ_k	ϕ_d
Siltig sand	36	30,2
Fast lagrad sand	38	32
Morän	39	33

Kohesionsinterceptet antas vara 0.

Tungheten antas vara 18 kN/m^3 och i detta fall används partialfaktorn 1,0.

GRUNDVATTENFÖRHÅLLANDEN

Grundvattenytan antas ligga tämligen djupt och kommer därför inte att inverka på stabiliteten för den lokala glidyten.

UTDRAGSKAPACITET OCH PARTIALFAKTORER

Baserat på tabellerna i Clouterre (se vidare i Kapitel 2) varierar utdragsmotståndet, q_s , för en injekterad spik i sand mellan 0,05 till 0,1 MPa. Den mobiliserade utdragskraften per meter spik är:

$$\begin{aligned} q &= pD = p \cdot 0,1 = 0,31 \text{ m}^2 / \text{m} \\ T &= q \cdot q_s \rightarrow 15,7 \text{ kN} / \text{m to } 31,4 \text{ kN} / \text{m} \end{aligned} \quad (\text{ F.12 })$$

Anta att det karakteristiska medelvärdet baserat på fältresultat är $T_k = 35$ kN/m. Detta måste verifieras i det inledande skedet av utförandet. För att erhålla det dimensionerande värdet tillämpas en partialkoefficient, γ_T , för att på så vis ta hänsyn till de naturliga variationerna i jorden och spiken. Enligt Kapitel 2 kan dessa värden väljas som:

$$g_T = g_f \times g_m = 1,25 \times 1,4 = 1,75 \quad (\text{ F.13 })$$

För att ta hänsyn till antalet utförda försök väljs en omvandlingsfaktor enligt kapitel 2. I detta fall utfördes 4 försök och medelvärdet av resultaten användes, således tillämpas $h = \frac{1}{1,3}$:

$$T_d = h \frac{T_k}{g_{mq_s}} = \frac{1}{1,3} \frac{35}{1,75} = 15,4 \text{ kN} / \text{m} \quad (\text{ F.14 })$$

LASTER

I detta fall finns både en permanent last från huset och en variabel last från trafiken. Partialfaktorerna sätts till 1,0 respektive 1,3. Följande laster används i beräkningen:

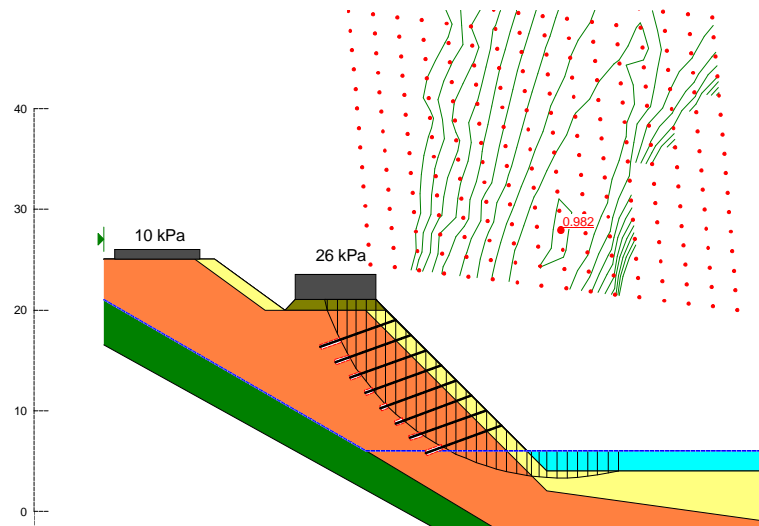
$$\text{Permanent last } q_G \times g_G = 10 \times 1,0 = 10 \text{ kPa}$$

$$\text{Variabel last } q_Q \times g_Q = 20 \times 1,3 = 26 \text{ kPa} \quad (\text{ F.15 })$$

F.2.3.2 Stabilitetsanalys

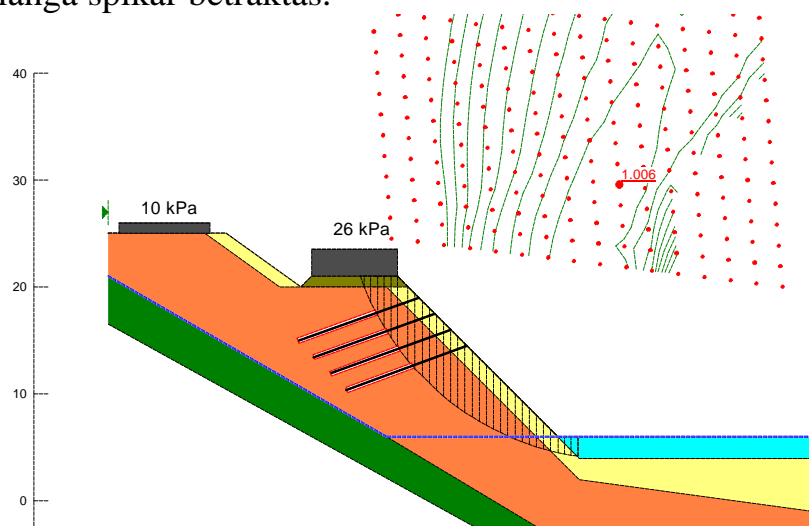
Tabell F.6 Ingångsvärden för stabilitetsanalysen

f_d	30,2° / 32° / 33°
g	18 kN/m ³
Spikavstånd	1,6 meter
Spiklängd	8 meter
T_d	15,4 kN/m dividerat med spikavståndet 1,5 ger 10,3 kN/m per längdmeter bank.



Figur F.8 Preliminär beräkning, $F = 0,98$

Det är svårt att installera spikarna i släntens nedre del. Det görs därför ett försök att minska antalet spikrader genom att öka spiklängden. Fyra rader med 12 m långa spikar betraktas.



Figur F.9 Modifierad spikutformning

Denna utformning är att föredra av praktiska skäl, och kommer därför att användas.

F.2.4 Verifiering av valt jordspikssystem

Liksom i exemplet med den jordspikade schaktade slänten måste ytterligare brottmekanismer beaktas innan den slutgiltiga utformningen väljs. Dessa brottmekanismer är: brott i en enskild spik och långtidsbrott relaterat till beständighet.

F.2.4.1 Spikbrott

I stabilitetsanalysen begränsas bara utdragskapaciteten av friktionsmotståndet som kan mobiliseras utmed spiken. Ytterligare brottmekanismer behöver emellertid studeras för att säkerställa att spiken mobiliserar den erforderliga kraften.

Brottmekanismerna som behöver beaktas är:

1. utdragsbrott på grund av brott mellan spik och jord (dragspänning) i aktiva och passiva zonen.
2. bärighetsbrott i jorden underspiken.
3. brott i spikens stål på grund av dragspänning
4. brott i spikens stål på grund av böjning/skjuvning

Den franska multi-kriteriemetoden behandlar detta på ett systematiskt vis. De ovanstående kriterierna kontrolleras för varje spik.

KRITERIUM 1 – UTRAG

Bestäm för varje spik utdragskapacitetens maximala dimensionerande värde som kan mobiliseras i den aktiva och mothållande zonen. I det aktuella fallet antas att spikhuvudet inte bidrar. Följdaktligen kommer spikbrott att inträffa när det lägre av de två värdena överskrids. Utdragskapaciteten bestäms som:

$$P = T_d \times L \quad (\text{F.16})$$

Utdragskapacitetens dimensionerande värde har tidigare beräknats till 15.4 kN/m. (Beräkningen utförs för varje spik och följdaktligen bör inte utdragskraften reduceras med spikavståndet, som i stabilitetsberäkningen). Resultaten i Tabell F.7 pekar på att det för spik 1 inte är möjligt att mobilisera full utdragskapacitet i aktivzonen, såvida inte spikhuvudet dimensioneras för att ta en viss kraft.

Tabell F.7 Maximal tillåten utdragskraft i spikarna för den kritiska glidyten. Fall med fyra spikar.

Spik	längd (m)		utdragskraft kN/m	
	mothållande	aktiv	mothållande	aktiv
1	7.8	4.2	120,1	64,7
2	7.2	4.8	110,9	73,9
3	6.8	5.2	104,7	80,1
4	6.6	5.4	101,6	83,2

— = anger att de begränsande värdena skall användas i beräkningen

KRITERIUM 2 – BÄRIGHETSBRITT I JORDEN UNDER SPIKEN

Samma ekvationer används som i det föregående exemplet med den jordspikade muren.

$$R_N \leq \frac{D}{2} l_0 p_u \quad (F.17)$$
$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_h D}} = 0,2 \text{ m}$$

- k_h bäddmodul längs spiken, i detta fall 180-300 MNm³
 EI spikens styvhet beräknas för stålaren, som för en cirkulär stålkärna med diametern = 0,025 m är 4025 kNm²
 p_u jordens bärförmåga, i detta fall 500 till 800 kPa, beroende på djupet under markytan
 D spikens hela diameter inklusive injektering

Detta ger att den maximala skjuvkraften i spiken bör vara mindre än:

$$R_N \leq \frac{0,025}{2} 0,2 \times 800 \text{ kPa} = 12 \text{ kN} \quad (F.18)$$

KRITERIUM 3 – BRITT I STÅLET PÅ GRUND AV DRAGSPÄNNING

Den kombinerade effekten av skjuvning och drag i spiken bör uppfylla följande kriterium:

$$\left(\frac{T}{T_{\text{limit}}} \right)^2 + \left(\frac{R_N}{R_{N_ \text{limit}}} \right)^2 \geq 1 \quad (F.19)$$

- T dragkraft (kN)
 T_{limit} dragkraftskapacitet (kN)
 R_N skjuvkraft (kN)
 $R_{N_ \text{limit}}$ tvärkraftskapacitet (kN)

KRITERIUM 4 – BRITT I STÅLET PÅ GRUND AV BÖJNING/SKJUJNING

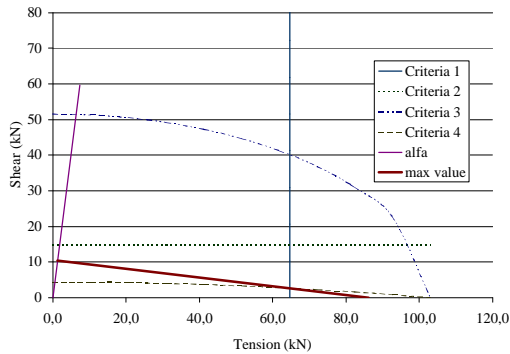
Följande kriterium bör uppfyllas:

$$R_N \leq b \left(\frac{M_0}{l_0} \right) \times \left(1 - \left(\frac{T}{T_{\text{limit}}} \right)^2 \right) + c D l_0 p_u \quad (F.20)$$

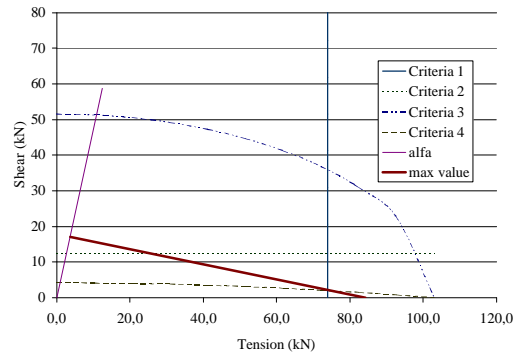
- b, c konstanter med värdena 1,62 respektive 0,24.
 M_0 stålets plasticeringsmoment i flytlederna (kNm)

TILLÅTET SPÄNINGSMRÅDE FÖR SPIKEN

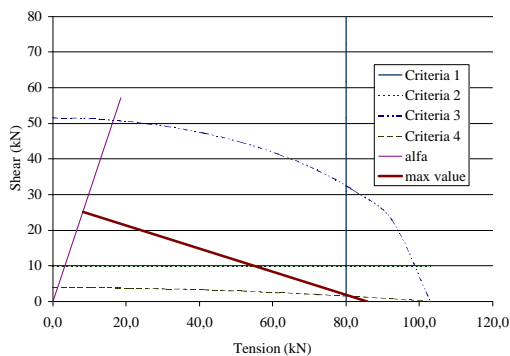
De ovanstående kriterierna kan för varje spik visas i en graf som visar skjuvkraft mot dragkraft. Den tillåtliga spikkraften bestäms sedan med avseende på vinkeln mellan spik och glidyta. I Figur F.10 redovisas resultaten från analysen.



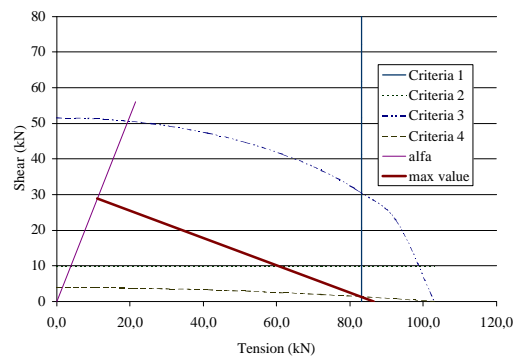
Spik 1, ϖ 83°
Dragkraften begränsad av utdrag till 64,7 kN, vilket ger 43 kN per längdmeter bank.



Spik 2, ϖ 78°
Dragkraften begränsad av utdrag till 73,9 kN, vilket ger 49 kN per längdmeter bank.



Spik 3, ϖ 72°
Dragkraften begränsad av utdrag till 80,1 kN, vilket ger 53 kN per längdmeter bank.



Spik 4, ϖ 69°
Dragkraften begränsad av utdrag till 83,2 kN, vilket ger 55 kN per längdmeter bank.

Figur F.10 Resultat från Multi-kriteriemetoden, spikarna numrerade uppifrån och ner.

För samtliga spikar är dragkraften begränsad av utdragskapaciteten i aktivzonen. Utdragskapaciteten är mindre än den som används i stabilitetsanalysen ovan. Följdaktligen behövs en ny analys utföras. Beräkningen resulterar i en säkerhetsfaktor på ca 0,93, vilket inte kan betraktas som tillfredsställande.

Antingen måste utformningen ändras eller så behöver spikplattorna dimensioneras så att bidrar med viss kraft. I det aktuella fallet beslutas att spikplattorna dimensioneras för att ta den erforderliga kraften, så att

utdragskapaciteten i den mothållande zonen kan mobiliseras. Den negativa konsekvensen av detta beslut är huvudsakligen estetiskt, men är att föredra eftersom alternativet med ökat antal spikrader kommer att resultera i svårigheter vid utförandet.

F.2.4.2 Beständighet

Platsens korrosionspotential bestäms i enlighet med den föreslagna metodiken i Kapitel 7.

STEG 1- PRELIMINÄR UPPSKATTNING AV OMGIVNINGENS KORROSIONSPOTENTIAL

En preliminär uppskattning av korrosionspotentialen görs på basis av Tabell 7.5 och Tabell 7.6. Jordarterna på platsen varierar mellan sand till morän, och enligt Tabell 7.5 ger detta en låg till mycket låg korrosionspotential. Anta 2 poäng. Från Tabell 7.6 fås att följande faktorer är tillämpbara på platsen:

Tabell F.8 Grundpoäng för miljön, steg 1

Faktor	Poäng
Grundvattenytan ligger djupare än 2,5 m under markytan	± 0
Avstånd till väg som saltas under vinterhalvåret är mindre än 25 m	+4
	Σ 4

Totalt 6 poäng fås för platsen. Enligt Kapitel 7 är en mer detaljerad jordklassificering nödvändig.

STEG 2 - BESTÄMNING AV MILJÖKLASS BASERAT PÅ MER DETALJERAD UNDERSÖKNING AV JORDEN

För att göra en mer detaljerad klassificering används Tabell 7.7 i kapitel 7.

Tabell F.9 Korrosionspotential för platsen, steg 2

Kriterium	Förklaring	Poäng
Jordart	- Lera, silt, morän (normal)	1
	- Sand, grus, (porös, permeabel)	0
Resistivitet	50 < p	0
Fukt - salt	Fuktigt jordprov ovanför grundvattenytan (w > 20 %)	2
pH	Basisk miljö pH > 6	0
Vertikal lagring	Jordprofil med olika lager	1
Andra faktorer	Salthaltigt vatten från vägen	8
		Σ 12

Baserat på det beräknade indexet klassificeras platsen som en miljö med hög korrosionspotential: miljöklass III.

STEG 3 – BESTÄMNING AV MILJÖKLASS VID BEAKTANDE AV ANDRA ASPEKTER

Ingen av de nämnda aspekterna är relevant för platsen.

STEG 4 – VAL AV KORROSIONSSKYDDSSYSTEM

Enligt förslaget i steg 4 bör en särskild utredning beaktas innan valet sker av ett relevant korrosionsskyddssystem. Frågan är huruvida vägsaltet kommer att ha någon inverkan på jordspikarna eller ej. Å andra sidan är konsekvenserna av ett brott stora i detta fall, och därför bör skyddsåtgärderna för spikarna vara omfattande. Ett dubbelt korrosionsskyddssystem väljs.

F.2.5 Totalstabilitetsanalys

Totalstabilitetsanalysen har utförts som en del av dimensioneringen för jordspikarna.

F.2.6 Stabilitetsanalys för utförandet

Schakt utförs inte för en naturlig slänt. Varje installationssteg bör emellertid beaktas, för att säkerställa att en rimlig säkerhetsnivå erhålls för varje steg av utförandet.

F.2.7 Fasad

F.2.7.1 Konstruktionsaspekter

Ett geonät i kombination med lastfördelande plattor väljs som fasad för slänten. Geonätet dimensioneras så att det har den erforderliga hållfastheten att med rimlig deformation kunna motstå det aktiva jordtrycket från jorden mellan spikarna.

Den erforderliga bärförmågan bör mobiliseras nedanför plattorna, så att spikarna kan mobilisera full utdragskapacitet i den mothållande zonen. Vid dimensioneringen behöver hänsyn tas till den ökade kraften från tjälbildning.

F.2.7.2 Estetiska aspekter

Som nämnts ovan behöver plattorna dimensioneras för att kunna ta en viss del av lasten, och kommer således att ha större dimension än om de inte hade bidragit. För att skapa en slänt som smälter in i omgivningen används grässådd i kombination med en geotextil. Detta resulterar i en ”grön” slänt.

F.2.8 Dränering

En viktig del av dimensioneringen är att beakta släntens dränering. Ett strömningsavskärande dike ovanför slänten i anslutning till vägen, är nödvändigt för att omhänderta vägdagvattnet, som i annat fall kan ha negativ påverkan på släntens fasad.

F.2.9 Bruksgränstillstånd

I det aktuella fallet är syftet med jordspikningen att reducera rörelserna som orsakat sprickorna i vägen. Eftersom jordspikning är en passiv förstärkningsmetod, kommer den dock inte att mobilisera kraft förrän en liten rörelse skett mellan spik och jord. En uppskattning görs av den rörelse som kan förväntas ske innan spiken börjar verka och på så vis förhindrar rörelsen. Enligt den empiriska korrelationen i Kapitel 7, bör det armerade blockets rörelse vara ca $2H/1000$, d.v.s. 2 – 4 cm. Om rörelser större än så uppträder, kan det vara ett tecken på att spikarna inte fungerar ordentligt.

F.2.10 Referens

Detta exempel bygger på ett projekt som dimensionerades av SGI. Släntgeometrin har emellertid ändrats något för att passa detta exempel.

Svenska Geotekniska Föreningen (SGF) bildades 1950 och består av ca 780 enskilda medlemmar, med minst två års praktisk erfarenhet av geoteknik. Dessutom ingår ca 24 korporativa medlemmar i form av institutioner, högskolor, myndigheter, konsult- och entreprenadföretag samt tillverkare inom det geotekniska området.

SGF har till ändamål att främja utvecklingen inom geoteknik med grundläggning med föredrag, diskussioner och kommittéarbeten samt att samarbeta med svenska, nordiska och övriga internationella organ med liknande inriktning.

Föreningen företräder i Sverige den internationella föreningen, the International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE).

I SGF:s Rapportserie utges föreningens metodbeskrivningar, monografier och dokumentation från konferenser och temadagar m.m.



SGF

SVENSKA GEOTEKNISKA FÖRENINGEN

581 93 Linköping Tel: 013-201800 Fax: 013-201909

Internet: www.sgf.net E-post: info@sgf.net