

Analys av dimensioneringsmetoder för stödkonstruktioner med polymerbaserad jordarmering

En utvärdering av Nordisk Vägledning Rapport 2:2004, Brittisk Standard 8006:1995 och Vegvesens Håndbok 016

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och Vattenbyggnad

ROBERT BENDZOVSKI, DANIEL MELIN

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för geologi och geoteknik
Forskargruppen geoteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg 2008
Examensarbete 2007:143

EXAMENSARBETE 2007:143

Analys av dimensioneringsmetoder för stödkonstruktioner med polymerbaserad jordarmering

En utvärdering av Nordisk Vägledning Rapport 2:2004, Brittisk Standard 8006:1995
och Vegvesens Håndbok 016

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och Vattenbyggnad

ROBERT BENDZOVSKI, DANIEL MELIN

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för geologi och geoteknik
Forskargruppen geoteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

Göteborg, 2008

Analys av dimensioneringsmetoder för stödkonstruktioner med polymerbaserad jordarmering

En Utvärdering av Nordisk Vägledning Rapport 2:2004, Brittisk Standard 8006:1995 och Vegvesens Håndbok 016

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och Vattenbyggnad

ROBERT BENDZOVSKI, DANIEL MELIN

© ROBERT BENDZOVSKI, DANIEL MELIN 2008

Examensarbete 2007:143

Institutionen för bygg- och miljöteknik

Avdelningen för geologi och geoteknik

Forskargrupp geoteknik

Chalmers Tekniska Högskola

412 96 Göteborg

Telefon: 031-772 10 00

Chalmers Reproservice/ Institutionen för bygg- och miljöteknik
Göteborg 2008

Analysis of design methods for geosynthetic reinforced soil retaining structures
An evaluation of Nordisk Vägledning Rapport 2:2004, British Standard 8006:1995
and Vegvesens Håndbok 016

Master's Thesis in Master's Programme Civil Engineering

ROBERT BENDZOVSKI, DANIEL MELIN

Department of Civil and Environmental Engineering

Division of geoenvironmental engineering

Geotechnical engineering research group

Chalmers University of Technology

ABSTRACT

The idea of reinforcing soil has been known for centuries. French engineers used the method of reinforcing soil as early as the 15 th century. They mixed sticks and tree branches with soil when they constructed dikes for defence. The modern methods of soil reinforcement for retaining wall structures were pioneered by the French architect and engineer Henri Vidal in the mid. 1960s.

In a project carried out by the Swedish consultant company GF Konsult AB, a retaining structure with reinforced soil was designed. The structure was designed according to the Swedish Geotechnical Society, SGF, publication "Nordisk Vägledning Rapport 2:2004". During the project it was discovered that the guidelines publication was inadequate and hence the designer had to use other, conventional, geotechnical methods to be able to complete the project. The method described in the Nordic Guidelines was considered by the designer to be ambiguous and the method considers only the simplest structure geometry and load case scenario.

The aim of the research is to investigate how well the Nordic Guideline can be used as a design method for *reinforced soil retaining structures*. The research also aims to identify differences and similarities between the Nordisk Vägledning Rapport 2:2004, British Standard 8006:1995 and the Norwegian Highways Board publication "Vegvesens Håndbok 016".

The literature that has been used in the research has consisted of scientific journals, books and web pages and the calculations have been performed using the software, Mathcad. The research comprises of theoretical as well as calculating *comparisons*.

Using the British Standard as a design method resulted in the most conservative design of *reinforced soil retaining structures*. The reason why the British method gave the most conservative design is that they recommend higher *partial safety factors* (overall safety approach) as well as they recommend a *stress distribution* according to *Meyerhof*. The design according to the Nordic Guideline gave the least conservative design of the three methods that has been examined.

Key Words: Reinforced soil, retaining structures, comparison, partial safety factors, Meyerhof and stress distribution.

Analys av dimensioneringsmetoder för stödkonstruktioner med polymerbaserad jordarmering

En utvärdering av Nordisk Vägledning Rapport 2:2004, Brittisk Standard 8006:1995 och Vegvesens Håndbok 016

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och Vattenbyggnad

ROBERT BENDZOVSKI, DANIEL MELIN

Institutionen för bygg- och miljöteknik

Avdelningen för geologi och geoteknik

Forskargrupp geoteknik

Chalmers Tekniska Högskola

SAMMANFATTNING

Idén med att förstärka jord har funnits i århundraden och redan på 15- 1600-talet utnyttjade franska ingenjörer kvistar och pinnar för att förstärka jordvallar åt försvaret. År 1966 utvecklades den första dimensioneringsmetoden för jordarmerade *stödkonstruktioner* av den franska arkitekten och ingenjören Henri Vidal.

I ett konsultuppdrag utfört av GF Konsult AB dimensionerades en *jordarmerad* stödkonstruktion. Uppdraget utfördes enligt med dimensioneringsmetoden beskriven i Nordisk vägledning, SGF (2004). Under arbetets gång upptäcktes brister i vägledningen, bl.a. uppfattades vägledningen som svår att följa samtidigt som den endast behandlar den enklaste typen av geometri och lastfall.

Rapporten syftar till att utreda hur och i vilken grad Nordisk vägledning kan användas för dimensionering av jordarmerade stödkonstruktioner. Rapporten syftar också till att analysera skillnader och likheter mellan de olika metoderna beskrivna i SGF Rapport 2:2004, BS (1995) och Vegvesens Håndbok 016

Litteraturen som har studerats har bestått av vetenskapliga artiklar, böcker, internetsidor och beräkningarna har utförts i datorprogrammet Mathcad. Undersökningen har omfattat teoretiska *jämförelser* såväl som beräkningsmässiga.

Den brittiska metoden gav den mest konservativa dimensioneringen av jordarmerade stödkonstruktioner i undersökningen. Anledningen till de mer konservativa resultaten i jämförelse med de två nordiska metoderna är att den rekommenderar högre *partialfaktorer* och använder en spänningsfördelning enligt *Meyerhof*. Den nordiska vägledningen var den minst konservativa och minst omfattande av de tre dimensioneringsmetoderna.

Nyckelord: stödkonstruktioner, jordarmerad, jämförelser, partialfaktorer, Meyerhof

Innehåll

ABSTRACT	I
SAMMANFATTNING	II
INNEHÅLL	IV
FÖRORD	VI
BETECKNINGAR	VII
1 INLEDNING	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte och mål	2
1.3 Avgränsning/Begränsning	2
1.4 Metod	3
2 LITTERATURSTUDIE	4
2.1 Allmänt om jordarmering	4
2.2 Jordarmerade stödkonstruktioner	4
2.2.1 Armeringen	5
2.2.2 Fyllnadsmaterialet	6
2.2.3 Fasaden	6
2.3 Användningsområden för geonät-förstärkta stödkonstruktioner	8
2.4 Ekonomi	9
2.5 Generell dimensioneringsprincip	10
2.5.1 Dimensionering enligt gränstillståndmetoden	11
2.5.2 Pådrivande kraft	11
2.5.3 Mothållande kapacitet	12
2.5.4 Brottmekanismer	12
2.6 Geometrins påverkan på dimensioneringen	14
2.7 Grundläggande jordmekaniska principer	15
2.7.1 Potentiella glidytor	15
2.7.2 Klassisk teori för aktivt jordtryck enligt Rankine	16
2.7.3 Coulomb's jordtrycksteori (Jordkilst teori)	18
2.7.4 Spänningsfördelning	21
2.7.5 Armeringens funktion	24
2.7.6 Porvattentryck i jordarmerade stödkonstruktioner	25
3 BESKRIVNING AV DIMENSIONERINGSMETODER	27
3.1 Nordisk Vägledning Rapport 2:2004	27
3.1.1 Lastkombinationer	27
3.1.2 Dimensioneringsförutsättningar	27
3.1.3 Dimensioneringsgång	28

3.2	Brittisk Standard 8006:1996	33
3.2.1	Lastkombinationer	33
3.2.2	Dimensioneringsförutsättningar	34
3.2.3	Dimensioneringsgång	35
3.3	Vegvesens Håndbok 016	42
3.3.1	Lastkombinationer	42
3.3.2	Dimensioneringsförutsättningar	42
3.3.3	Dimensioneringsgång	43
3.4	Teoretisk jämförelse av dimensioneringsmetoderna	49
3.4.1	Tillämpningsområden för dimensioneringsmetoderna	49
3.4.2	Övergripande jämförelser av dimensioneringsmetoderna	50
	Jämförelser i säkerhetstänkande mellan dimensioneringsmetoderna	53
3.4.3	53	
4	BERÄKNINGAR OCH RESULTAT	55
4.1	Armeringens dimensionerande hållfasthet	55
4.2	Skillnader mellan jordkilsanalys och traditionell jordtrycksberäkning	56
4.2.1	Varierad placering av linjelasten	57
4.2.2	Varierad storlek på lasten	59
4.3	Enkel geometri med jämnt utbredd last	61
4.3.1	Beräkningsförutsättningar	61
4.3.2	Beräkningar med identiska partialfaktorer	61
4.3.3	Beräkningar med skilda partialfaktorer	63
4.4	Enkel geometri med linjelast	70
4.4.1	Beräkningsförutsättningar	70
4.4.2	Beräkningar med identiska partialfaktorer	70
4.4.3	Beräkningar med skilda partialfaktorer	72
4.5	Optimerad dimensionering	75
4.5.1	Beräkningsförutsättningar	76
4.5.2	Resultat	77
5	SLUTSATSER OCH DISKUSSIONER	79
6	REFERENSER	81
Bilaga 1:	Härledning av jordtrycksberäkningar	83
Bilaga 2:	Korrigeringsfaktorer för armeringen enligt BBA	85

Förord

Detta examensarbete har utförts på uppdrag från GF Konsult AB. Våra handledare på GF Konsult har varit Bernhard Gervide Eckel och Daniel Svärd. På Chalmers har biträdande professor Claes Alén varit examinator och handledare. Arbetet påbörjades i augusti 2007 och färdigställdes i december samma år. Vi har upplevt att arbetet varit mycket lärorikt då vi har fått fördjupa oss i flera olika dimensioneringsmetoder och datorprogram.

Vi har under hela projektet varit stationerade på GF Konsult där vi blivit mycket väl mottagna. Utöver handledarnas assistans har vi även fått hjälp från övriga personalen vilket vi vill tacka för. Vi vill tacka er, Tara Wood (NCC), Karin Odén (Geosigma) och Agne Minsér (Byggros), för den tekniska och teoretiska hjälp ni har gett oss. Vi vill också tacka dig, Dr. Ian Smith, för den litteratur du har försett oss med. Slutligen vill vi särskilt tacka er, Bernhard och Claes, för god handledning. Vi vill varmt rekommendera Bernhard som handledare för andra teknologer.

Göteborg, december 2007

Robert Bendzovski och Daniel Melin

Beteckningar

Latinska versaler

B_0	Den effektiva bredden
D_z	Avståndet som spänningen fördelas på vid respektive armeringsnivå
H	Stödkonstruktionens totala höjd
K_a	Jordtryckskoefficienten för aktivt jordtryck
K_{ac}	Jordtryckskoefficienten för aktivt jordtryck för kohesion
L	Armeringens längd
L_e	Armeringslängd i passivzonen
$L_e(h)$	Längden på armeringen inom den passiva zonen vid varje nivå
L_f	Den minimala förankringslängden vid översta armeringslagret
L_r	Avståndet från fasaden till den mest kritiska glidytan
M_O	Pådrivande moment [Nm]
M_R	Mothållande moment [Nm]
P_a	Det horisontella jordtrycket
P_{ad}	De dimensionerande horisontella spänningarna
P_h	Jordtrycket respektive armeringslager skall ta upp
$P(h)$	Den totala horisontella bredden, P, där ytan på armeringen har kontakt med jorden (ovan och undersidan av armeringen) per löpmeter
Q_{hd}	Dimensionerande horisontell kraft
R_h	Resultanten av alla faktorerade horisontella kraftkomponenter
$R_h(h)$	Resultanten av alla faktorerade horisontella kraftkomponenter vid varje armeringsnivå
R_V	Resultanten av alla vertikala lastkomponenter som verkar i och ovanpå det armerade blocket. [N]
R_v	Resultanten av alla faktorerade vertikala kraftkomponenter
$R_v(h)$	Resultanten av alla faktorerade vertikala kraftkomponenter vid varje armeringsnivå
S	Lasten som verkar på fundamentet
S_v	Avståndet mellan armeringslagren
T_B	Den ofaktorerade långtidskryphållfastheten hos armeringen

T_d	Armeringens dimensionerande långtidshållfasthet
$T_{d_korttid}$	Armeringens dimensionerande korttidshållfasthet
$T(h)$	Den maximala dragkraften T som varje armeringslager skall klara
$T_f(h)$	Den maximala dragkraften som uppkommer av horisontell kraft på en linjelast
$T_p(h)$	Den maximala dragkraften från jord och jämnt utbredd last vid varje nivå
$T_s(h)$	Den maximala dragkraften från vertikala linjelaster vid varje nivå
W_{tot}	Den total tyngden från jordkilen med tillhörande last
X_d	Armeringens dimensionerande draghållfasthet

Latinska gemena

b	Linjelastens bredd
c	Avståndet från fasadens framkant till linjelastens centrumlinje
c	Kohesion
c'	Jordens effektiva kohesion
c_d'	Dimensionerande kohesionsintercept för effektivspänning hos jord
c_u	Jordens odränerade skjuvmotstånd
d	Avståndet från fasaden till linjelasten centrumlinje
e	Excentricitet
f_f	Partialfaktor för överlast
f_{fs}	Partiellastfaktor som för jordens tunghet
f_m	Partialfaktor för material
f_{ms}	Partialsäkerhetsfaktor för bärigheten
f_{ms}	Partialsäkerhetsfaktor för jordens hållfasthetsparametrar
f_{ms}	Partialfaktor för den effektiva kohesionen
$f_{ms\phi}$	Partialfaktor för den dimensionerande friktionsvinkeln
f_n	Säkerhetsklass som beror av ekonomiska konsekvenser vid ett eventuellt brott
f_p	Partialfaktor för utdragsmotstånd
f_s	Partialsäkerhetsfaktor för glidning jord-armering
f_s	Partialsäkerhetsfaktor för glidning jord-jord
h	Höjden vid en given nivå
h_w	Vattnets mäktighet vid en given nivå

q	Överlasten
q_d	Dimensionerande överlast
q_G	Permanent last
q_j	Den del av överlasten som verkar på jordkilen
q_r	Den faktorerade vertikalspänningen vid botten av muren
q_{ult}	Jordens maximala bärförmåga
q_Q	Variabel last
r_b	Råhet
u	Vattentryck
w_s	Lasten från egentygden
z	Avståndet från fasadens överkant ned till respektive armeringslager

Grekiska

α	Samverkansfaktor mellan jord och armering
α'	Samverkansfaktor mellan jord och armering
α_{bc}'	Samverkansfaktor mellan jord-armering i kohesionsjordar
α_f	Vinkeln mellan fasaden och den kritiska glidytan
β	Vinkeln mellan fasaden och den potentiella glidytan
β_t	Lutning på bakslänt
γ_d	Jordens dimensionerande tunghet
γ_G	Parialfaktor för permanent last
γ_m	Partialfaktor för materialet på armeringen
γ_p	Partialfaktor med hänsyn till utdragning
γ_Q	Parialfaktor för variabel last
γ_s	Partialfaktor med hänsyn till glidning
γ_w	Jordens tunghet idet armerade blocket
γ_{wd}	Vattnets dimensionerande tunghet
γ_φ	Säkerhetsfaktor för friktionsvinkeln
φ_d	Dimensionerande friktionsvinkel
ΔQ_{hd}	Den andelen av Q_{hd} som tas upp av respektive nivå z
δ	Fasadens lutning
η_1	Krypningsfaktor bestäms beroende på vilket material armeringen består av
η_2	Installationsskadefaktor bestäms beroende på vilket fyllnadsmaterial som används

η_3	Konverteringsfaktor för kemisk och biologisk nedbrytning bestäms bl.a. beroende på jordens pH-värde
μ	Friktionskoefficient för jord-jord
μ'	Friktionskoefficienten för armering-jord
ρ	Jordens dimensionerande friktionsvinkel
σ'_0	Vertikal effektivspänning
$\sigma_v(h)$	Den faktorerade vertikalspänningen vid varje nivå h
σ_{vd}	Dimensionerande vertikal spänning
σ'_{vd}	Den dimensionerande vertikala effektivspänningen
σ_{max}	Maximala vertikala spänningen vid botten av konstruktionen
φ_d	Dimensionerande värde på friktionsvinkeln
φ_k	Karaktäristiskt värde på friktionsvinkeln

1 Inledning

Att armera jord är ett sätt att stabilisera och öka draghållfastheten i materialet. Idén med att förstärka jorden har funnits i århundraden och redan på 15- 1600-talet utnyttjade franska ingenjörer kvistar och pinnar för att förstärka jordvallar åt försvaret. År 1966 utvecklades den första dimensioneringsmetoden för jordarmerade stödkonstruktioner av den franska arkitekten och ingenjören Henri Vidal.

Jordarmerade stödkonstruktioner har konstruerats, med framgång, runt om i världen i mer än 40 år, men av olika anledningar har utvecklingen inte varit densamma i Sverige. Lösningar där jordarmerade stödkonstruktioner används, istället för traditionella stödkonstruktioner, ger ofta stora besparingar i form av bl. a. mindre material- och arbetskostnader, samtidigt som funktionskraven uppfylls.

År 2004 publicerades en Nordisk vägledning Rapport 2:2004, SGF (2004), i hur dimensionering av jordarmerade stödkonstruktioner bör utföras. Skriften utgör endast en vägledning och avsäger sig allt ansvar för dimensionering. Det finns idag andra, mer beprövade dimensioneringsmetoder, som används vid dimensionering av jordarmerade stödkonstruktioner. Exempel på sådana metoder är Brittisk Standard 8006:1995, BS (1995) och det norske Vegvesens Håndbok 016, VV (2006).

1.1 Bakgrund

Svenska Geotekniska Föreningen utförde en enkätundersökning i samband med en kurs, ”jordförstärkning i stadsmiljö”. I undersökningen ställdes frågan om vilka orsaker det fanns till att inte använda jordförstärkning i stadsmiljö. Resultatet var tydliga och de två vanligaste orsakerna var bristande erfarenhet och konservativ bransch, SGF (2005). Orsakerna, bristande erfarenhet och konservatism, skulle även kunna vara orsaken till att metoden med jordarmerade stödkonstruktioner som helhet inte fått något större genomslag i Sverige. Orsaken bristande erfarenhet kan i sin tur ha förklaringen att det inte finns någon allmänt accepterad svensk dimensioneringsmetod att tillgå, utan endast en nordisk vägledning.

I ett konsultuppdrag utfört av GF Konsult AB dimensionerades en jordarmerad stödkonstruktion. Uppdraget utfördes enligt SGF (2004), kapitlet armerade branta slänter och murar, och under arbetets gång upptäcktes brister i vägledningen. Bl.a. uppfattades vägledningen som svår att följa samtidigt som den endast behandlar den enklaste typen av geometri och lastfall.

1.2 Syfte och mål

Syftet med rapporten är att utreda hur och i vilken grad SGF (2004) kan användas för dimensionering av jordarmerade stödkonstruktioner. Rapporten syftar också till att analysera skillnader och likheter mellan de olika metoderna beskrivna i SGF (2004), BS (1995) och VV (2006).

Målet med rapporten är att läsaren skall få en övergripande inblick i skillnader och likheter mellan de ovan nämnda metoderna, samt att belysa behovet av en allmänt accepterad dimensioneringsmetod i Sverige. Rapporten syftar också till att läsaren skall få en förståelse i hur beräkningsmetoderna är uppbyggda.

1.3 Avgränsning/Begränsning

En begränsning i jämförelsen mellan de tre metoderna är att SGF (2004) inte är allmänt accepterad som en dimensioneringsmetod i Sverige. De två metoderna, VV (2006) och BS (1995), är däremot accepterade som dimensioneringsmetoder i Norge respektive England.

Rapporten behandlar endast stödkonstruktioner med polymerbaserad armering.

Beräkningarna har utförts på konstruktioner med enkel geometri och för två olika lastfall. Det ena lastfallet är en jämnt utbredd last och den andra en linjelast. Med enkel geometri menas att fasaden är vertikal och ytan på toppen av konstruktionen är horisontell. SGF (2004) behandlar endast stödkonstruktioner med jämnt utbredd last eller helt utan last. Detta innebär att vid beräkning av linjelast jämförs endast BS (1995) med VV (2006).

Med anledning av tidsbegränsningen i projektet har kopplingen mellan fasad och armering inte behandlats i undersökningen. Då det är vanligt att just kopplingen mellan fasad och armering är dimensionerande i konstruktionens översta lager är det viktigt att detta kontrolleras vid dimensionering.

Kontroll av totalstabilitet i form av cirkulär cylindriska brott behandlas inte i rapporten men skall dock alltid kontrolleras vid dimensionering. Sättningar och deformationer behandlas inte heller i rapporten.

Effekten av horisontella krafter verkande på överlaster har inte beskrivits närmare i litteraturstudien eller beräkningarna.

1.4 Metod

Inledningsvis har en litteraturstudie genomförts. Studien har bestått av att studera jordmekaniska principer för stödkonstruktioner med polymerbaserad armering samt att förstå de olika dimensioneringsmetoderna.

Litteraturen som har studerats har bestått av vetenskapliga artiklar, böcker Internetsidor.

Beräkningar har utförts i datorprogrammet Mathcad och dimensioneringsmetoderna beskrivna i SGF (2004), VV (2006) och BS (1995) har jämförts. Undersökningen har omfattat teoretiska jämförelser såväl som beräkningsmässiga. De olika beräkningsmodellerna har olika uppbyggnad. Detta innebär att en direkt jämförelse endast kan utföras för dem delar i dimensioneringen som utförs på samma sätt för dimensioneringsmetoderna.

2 Litteraturstudie

Kapitlet består av en översiktlig beskrivning av jordarmerade stödkonstruktioner med avseende på dess uppbyggnad, tillämpningsområde och ekonomi. Studien omfattar generella dimensioneringsprinciper och potentiella brottmekanismer för jordarmerade stödkonstruktioner. Grundläggande jordmekaniska principer som tillämpas i de olika dimensioneringsmetoderna beskrivs också i kapitlet.

2.1 Allmänt om jordarmering

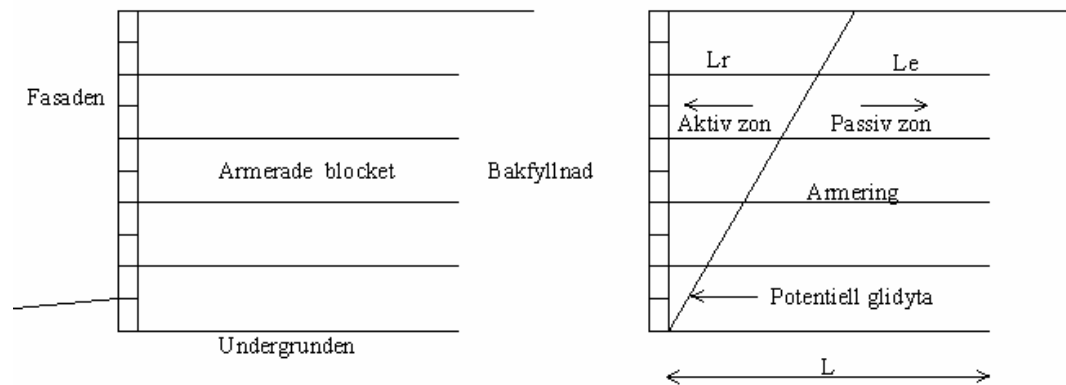
Jordarmering är ett samlingsnamn för flera olika typer av jordförstärkningsmetoder. Gemensamt för dem alla är att förbättra jordens egenskaper med avseende på draghållfasthet. Armeringen kan se ut på många olika sätt och kan bestå av olika material. Den vanligaste formen av jordarmering är vegetation som via dess rotsystem binder upp och förstärker jorden. Ett annat sätt att förstärka jorden är att installera armering i jordmassorna och detta kan göras i både befintliga slänter och nybyggnation. I de fall där armering skall installeras i befintlig terräng är jordspikning den vanligaste metoden. Jordspikning innebär att armeringselement, med liten diameter, installeras i befintliga slänter och har för avsikt att öka säkerheten mot brott. Vid nybyggnation däremot placeras oftast armering ut i horisontella lager allt eftersom konstruktionen uppförs.

2.2 Jordarmerade stödkonstruktioner

Metoden med jordarmerade stödkonstruktioner har använts sedan i mitten av 1960-talet och i början av 2000-talet fanns det fler än 35 000 färdiga konstruktioner i världen, Koerner & Soong (2001).

Jordarmerade stödkonstruktioner har likheter med traditionella stödkonstruktioner i den mening att de ofta fungerar som gravitationsstrukturer (stödkonstruktion som hålls på plats via gravitation) men de skiljer sig också på flera sätt. Bl.a. är konstruktionerna mer flexibla och lättare.

En jordarmerad stödmur kan grovt delas in i tre delar där den första är det armerade blocket, den andra är bakomvarande jordmassor och den sista är undergrunden som konstruktionen står på, se Figur 2.1. Det armerade blocket kan i sin tur delas in i två delar, en aktiv zon som verkar aktivt för att brott skall ske och en passiv zon som tillsammans med armeringen verkar för att hålla ihop konstruktionen. Gränsen som definierar aktiv- och passivzonen är den linje som visar var den potentiella glidyten skulle uppkomma i händelse av ett brott. Längden på armeringen kan vara densamma genom hela konstruktionen och är det som avgör storleken på konstruktionen, d.v.s. storleken på det armerade blocket. Den totala längden L är summan av L_r , som är avståndet från fasaden till den kritiska glidyten (aktiva zonen), och L_e , vilken är armeringens förankringslängd (passiva zonen), se Figur 2.1



Figur 2.1 Till vänster i figuren visas en jordarmerad stödmur, uppdelad i tre zoner. Till höger i figuren visas den armerade zonen och dess komponenter.

2.2.1 Armeringen

Armeringen utgörs vanligtvis av polymerbaserade nät men det förekommer även material som metaller och glasfiber. En skillnad mellan polymerarmering och metallisk armering är att samverkan mellan armering och jord är större då polymerbaserad armering används, vilket beror av större friktion, Smith (2006). En annan skillnad mellan de två är att polymermaterialet, som är mer töjbart än metall, kräver större deformation för att bli verksamt vilket gör att packningen av fyllnadsmaterialet får extra stor betydelse.

Det finns både för och nackdelar med att använda polymerbaserade armeringsnät. En nackdel är att det i polymermaterial sker relativt stor deformation då det utsätts för dragkrafter vilket i sin tur kan ge stora belastningar på jordmaterialet. En annan nackdel med polymeriska armeringsnät är att de kan vara känsliga mot UV-strålning. En fördel är dock att plastmaterial är mer beständigt än metalliska material och plasten korroderar inte, vilket gör det lämpligt att använda i korrosiva jordar.

Armeringen kan ha olika utseende beroende på i vilken typ av konstruktion det används till. För konstruktioner där krafter utvecklas i flera riktningar används två eller fleraxiella armeringsnät men för stödmurar där krafter endast utvecklas i en riktning används enaxiella nät, se Figur 2.2.



Figur 2.2 Enaxiell polymerbaserad armering "geonät"

2.2.2 Fyllnadsmaterialet

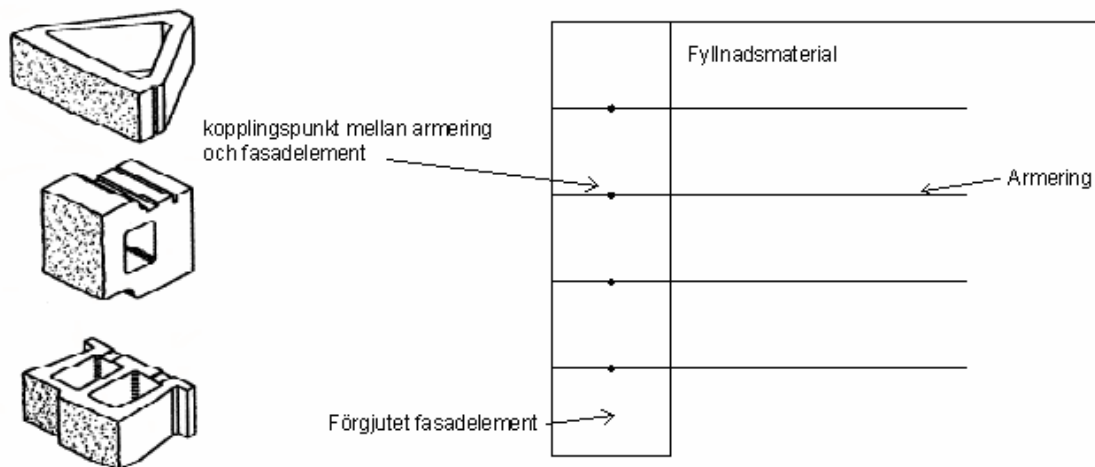
Då jordarmerade stödkonstruktioner skall kunna dimensioneras bör det finnas en god kännedom om fyllnadsmaterialets kvalitet. En förutsättning för en lyckad konstruktion är att interaktionen mellan armering och fyllnadsmaterialet är hög, detta uppnås genom att använda välgraderat friktionsmaterial i konstruktionen. Finkorniga material ökar risken för att höga porttryck byggs upp i konstruktionen, därför väljs ofta, ur stabilitetssynpunkt, grövre fraktioner som fyllnadsmaterial. En uppfattning är att jordmaterialet som används i konstruktionen skall vara dränerande där inte mer än 10 % av materialet får underskrida 63 μm , Smith (2006). En undersökning, som stöder uppfattningen att inte använda för hög andel finmaterial i konstruktionen, har genomförts av Koerner & Soong (2001). Undersökningen har bestått i att studera orsaker till 14 fall av kollapsade konstruktioner. Den huvudsakliga anledningen till deformationer i konstruktionen visades vara att fyllnadsmaterial med för små fraktioner (silt och ler) har använts i det armerade blocket. I de fall där fyllning med hög andel finmaterial ändå används krävs det generellt högre andel armering i konstruktionen, Elias et al. (2001).

Det karakteristiska värdet på friktionsvinkeln hos fyllnadsmaterialet brukar normalt inte sättas till över 42°. Studier har dock visat att en friktionsvinkel på 55° kan användas då fyllningen packas väl, Leshchinsky (2000).

2.2.3 Fasaden

2.2.3.1 Segmentellt fasadsystem

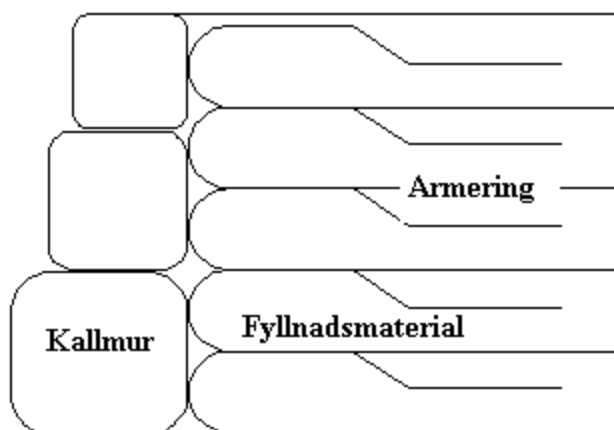
En jordarmerad stödkonstruktion kan se ut på flera sätt och har många användningsområden. Den kan ha en helt vertikal eller lutande front och armeringen kan vara ihopkopplad med fasaden eller helt fristående. Ett exempel på en konstruktion där armeringen är sammankopplad med fasaden kan ses i Figur 2.3. Vid denna metod har fasaden som huvudsaklig uppgift att hindra fyllnadsmaterialet mellan armeringslagren att falla ut, men bidrar även till en viss ökning av stabiliteten hos konstruktionen. Det kan förekomma en viss ökning av vertikala spänningar långt nere i murens främre regioner vid de fall då fasaden är kopplad till armeringen, Skinner & Rowe (2004). Fasaden utgörs oftast av prefabricerade betongelement i olika former, se Figur 2.3.



Figur 2.3 Figuren visar tre exempel på hur prefabricerade fasadelement med kopplingsanordning för armering kan se ut och hur dem används i praktiken. (De tre bilderna på de prefabricerade fasadelementen till vänster är lånad av Elias et al., 2001)

2.2.3.2 Wrap around

I de fall där armeringen inte kopplas ihop med fasaden måste den dras tillbaks in i konstruktionen på ett sådant sätt att armeringen kapslar in ovanliggande jordlager. Fasaden har i detta fall ingen som helst stabiliserande funktion utan används som ett mekaniskt skydd mot yttre påverkan och som en estetisk faktor, se Figur 2.4.



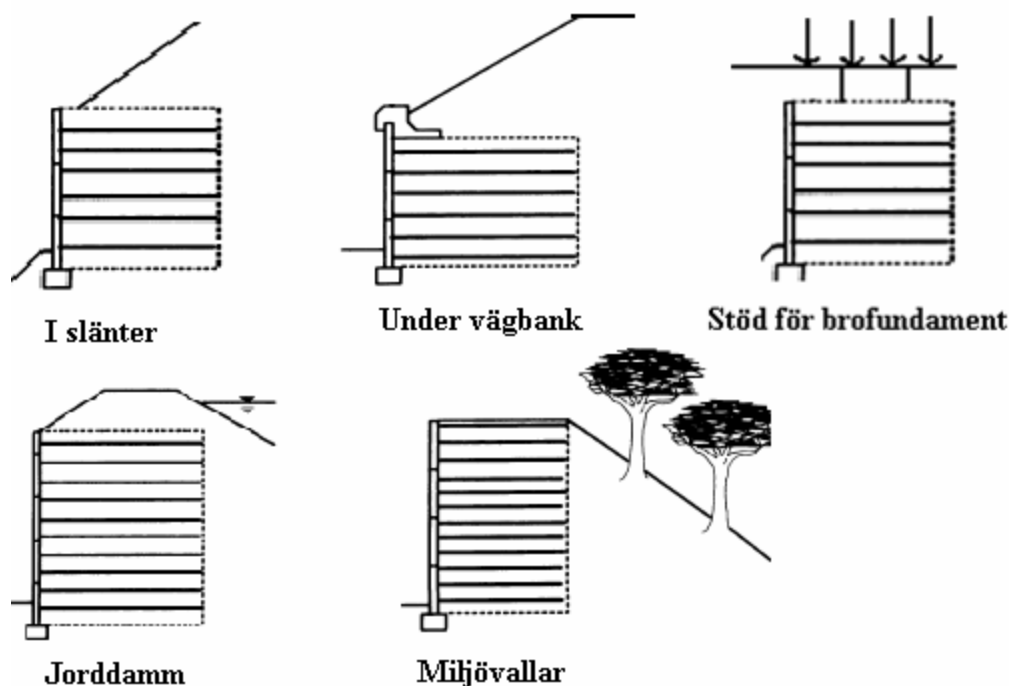
Figur 2.4 Stödmur av modell "Wrap Around"

Fasaden kan utgöras av olika typer av fristående kallmurar och dessa används normalt vid vertikala eller nära vertikala slänter. En annan typ av fasad som vanligen används som skydd och estetisk faktor, vid Wrap around- metoden, är vegetation men detta används dock oftast vid mindre slänthlutningar.

2.3 Användningsområden för geonät-förstärkta stödkonstruktioner

Vanliga orsaker till att använda jordarmerade stödkonstruktioner istället för traditionella konstruktioner, t.ex. gravitationsmurar av betong, är att minska tyngden på konstruktionen och därmed reducera sättningarna, att jämna ut differenssättningar, att minska kostnaderna, att minska tiden för uppförandet av konstruktionen och att spara mark (i slänter).

Det finns många exempel på användningsområden för jordarmerade stödkonstruktioner. Metoden kan användas för permanenta, såväl som för temporära konstruktioner. På senare tid har det visats ett ökat intresse för att använda armerade murar som stöd för brofundament och de huvudsakliga anledningarna är att minska totalkostnaderna och att få bort kanter vid övergången mellan väg och bro vilket är orsakade av differenssättningar Skinner & Rowe (2004). Andra exempel där jordarmerade stödkonstruktioner vanligen förekommer är i jorddammar, under vägbankar, i slänter och som miljövallar, se Figur 2.5.



Figur 2.5 Användningsområden för jordarmerade stödkonstruktioner (bilderna i figuren är hämtade från BS (1995))

International Society For Soil Mechanics And Geotechnical Engineering har identifierat fördelar och nackdelar med jordarmerade stödkonstruktioner och dem är enligt följande:

Fördelar

- Tillverkningen går relativt fort och arbetet kräver ingen specialiserad personal eller speciell installationsutrustning.
- Marken som konstruktionen står på kräver mindre förstärkning.
- Konstruktionen är flexibel och kan tillåta relativt stora differenssättningar utan att ta skada. Den är på så sätt också lämplig i områden som ofta drabbas av jordbävning
- Armeringen är lätthanterlig
- Konstruktionen kan varieras till utseende genom att byta fasadsystem och kan på så sätt anpassas till omgivningen vilket ger estetiskt tilltalande strukturer

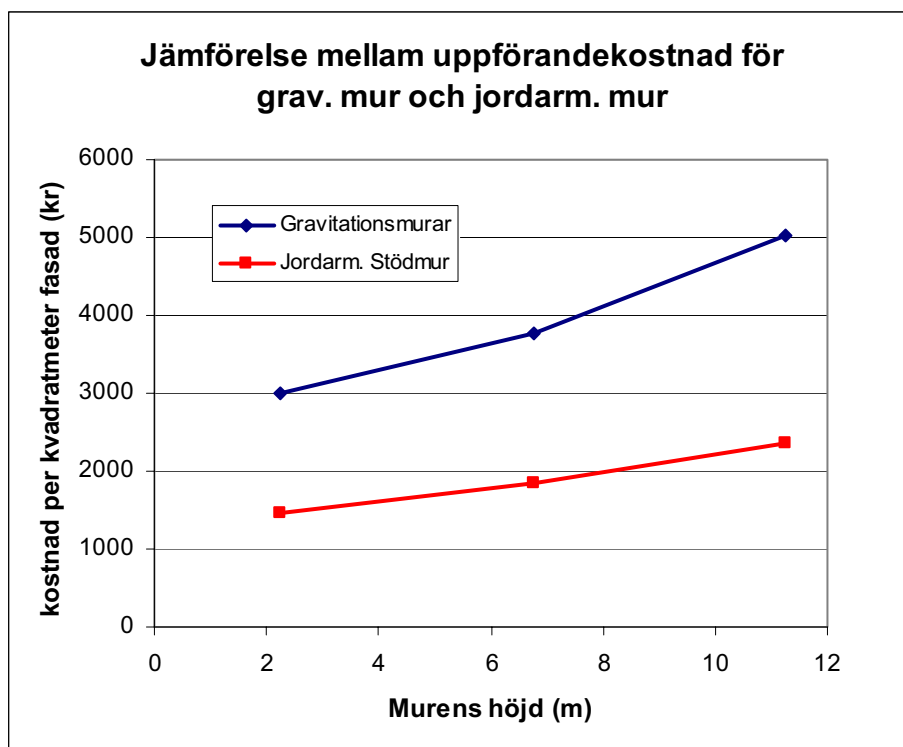
Nackdelar

- Basen på konstruktionen är ofta bred vilket kräver stort utrymme
- Armeringen kan utsättas för försvagning från yttre omständigheter t.ex. UV-strålning
- Konstruktionen får större deformationer än traditionella stödmurar på grund av armeringen töjer sig

2.4 Ekonomi

Byggsektorn använder årligen stora mängder byggmaterial. För konstruktionsmetoder där materialåtgången kan minskas blir konsekvensen ekonomiska besparingar. Undersökningar har visat att vid situationer med dåliga grundförhållanden ger jordarmerade stödkonstruktioner ekonomiska fördelar i förhållande till konventionella stödkonstruktioner. Det finns exempel där kostnaderna för hela projekt, inklusive grundförstärkningsarbete, har reducerats med mer än 50 % i jämförelse med konventionella metoder Elias et al. (2001). Generellt tenderar jordarmerade stödmurar att bli ekonomiskt fördelaktigt, i förhållande till konventionella metoder, då höjden på strukturen överstiger 3m, Elias et al. (2001).

År 1998 utfördes en grundlig utredning av kostnader för uppförandet av stödmurar i USA, där fler än tusen konstruktioner med polymerbaserad armering, som har finansierats av allmänna medel har undersökts. I Figur 2.6 nedan redovisas resultat från den del av undersökningen som innefattar kostnader för gravitationsmurar kontra kostnader för jordarmerade murar. Resultatet visar att totalkostnaden för en genomsnittlig gravitationsmur är nära 2 ggr så dyr per kvadratmeter mur i jämförelse med en motsvarande jordarmerad stödkonstruktion, Koerner & Soong (2001).



Figur 2.6 Jämförelse mellan jordarmerade stödkonstruktioner och gravitationsmurar med avseende på kostnad per kvadratmeter. (diagrammet bygger på uppgifter från Koerner & Soong (2001)).

Kostnadsfördelningen för den specifika konstruktionen varierar men i genomsnitt tar arbetskostnader och vinst ca 20-30% av totala kostnaderna, kostnaden för armeringen ca 20-30%, fasaden ca 25-30% och fyllnadsmaterialet, förutsatt att det inte finns att tillgå från byggsplatsen, ca 25-40% av de totala kostnaderna, Elias et al. (2001).

En undersökning av totala kostnader för jordarmerade stödkonstruktioner gjordes av Federal Highway Administration-Colorado, där resultaten visade att den genomsnittliga kostnaden för armeringen var ca 25 % av den totala konstruktionskostnaden. Med anledning av denna kostnadsfördelning ges det utrymme för viss konservatism när lagertjocklek och armeringsstyrka väljs, Holtz et al. (1998).

2.5 Generell dimensioneringsprincip

Dimensionering sker normalt enligt gränstillståndsmetoden. Den grundläggande principen vid dimensioneringen är att de mothållande krafterna skall överstiga de krafter som verkar pådrivande. Dimensioneringen är i det stora hela uppdelad i två delar, en som omfattar externstabilitet där den armerade zonen behandlas som en hel enhet och en som omfattar internstabilitet där inre brottmekanismer undersöks.

2.5.1 Dimensionering enligt gränstillståndmetoden

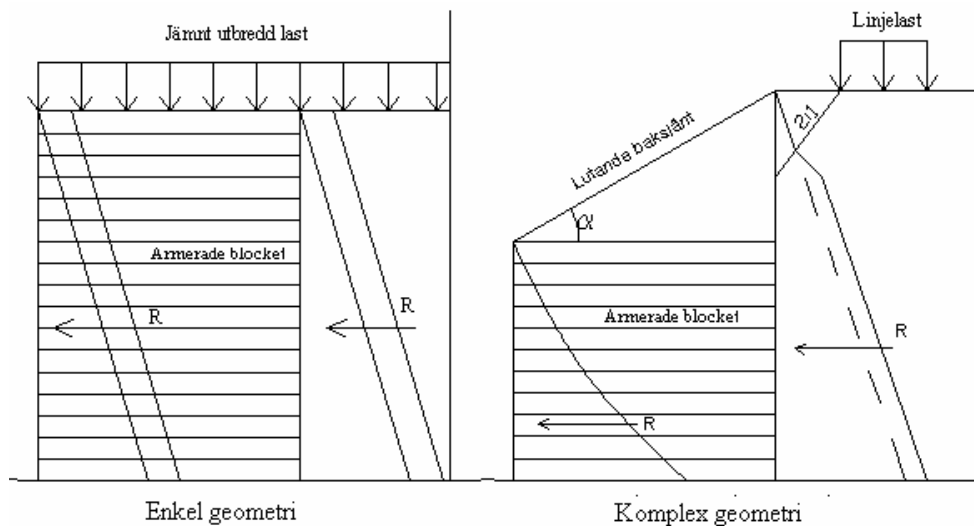
Dimensionering av jordarmerade stödkonstruktioner sker vanligtvis enligt gränstillståndsmetoden. Metoden innebär att dimensionering utförs för i två olika gränstillstånd, brottgränstillstånd respektive bruksgränstillstånd. Dimensionering enligt brottgränstillstånd innebär att konstruktionen inte får kollapsa när den utsätts för den dimensionerande lasten som kommer att verka på konstruktionen. För att tillfredsställa bruksgränstillståndskriteriet skall konstruktionen uppfylla sin funktion under hela livslängden.

2.5.1.1 Partialfaktorer

Då det alltid finns en risk att konstruktioner utsätts för större laster än vad som från början var uppskattat, att det finns osäkerheter i beräkningsmodellen och att värdet på materialparametrar ibland är svåra att uppskatta är det viktigt att det finns en säkerhetsmarginal. Ett sätt att öka säkerheten är att använda metoden med partialfaktorer vid dimensioneringen. Metoden fungerar så att faktorer appliceras på enskilda parametrar (t.ex. laster) eller på hela uttryck (t.ex. säkerhetsklass) och bidrar på så sätt till ökade säkerhetsmarginaler. Det som styr hur partialfaktorerna används och vilket värde de skall tilldelas beror bl.a. av vilket gränstillstånd som kontrolleras och vilken mekanism som undersöks.

2.5.2 Pådrivande kraft

Lasterna som används vid dimensioneringen kan vara permanenta eller variabla. Storleken på de pådrivande krafterna, vilka uppkommer från spänningar från jord och/eller olika laster, bestäms av bl.a. konstruktionens höjd och geometri, fyllnadsmaterialets friktionsvinkel, portrycket i konstruktionen och storleken på lasterna. Det finns olika sätt att beräkna de pådrivande krafterna vid dimensionering beroende på vilken brottmekanism som kontrolleras. Vid enkel geometri och jämnt utbredd last förutsätts spänningarna i och bakom det armerade blocket vara lika stora vilket inte är fallet vid komplexa geometrier eller lastfall. En principskiss på skillnader i horisontella krafter i och bakom det armerade blocket för två olika geometrier och lastfall visas i Figur 2.7.



Figur 2.7 Till vänster i figuren illustreras en principskiss av resulterande horisontella krafter i och bakom det armerade blocket för en enkel geometri med jämnt utbredd last, till höger i figuren visas principskiss av de resulterande horisontella krafterna i och bakom det armerade blocket för en komplex geometri med linjelast

2.5.3 Mothållande kapacitet

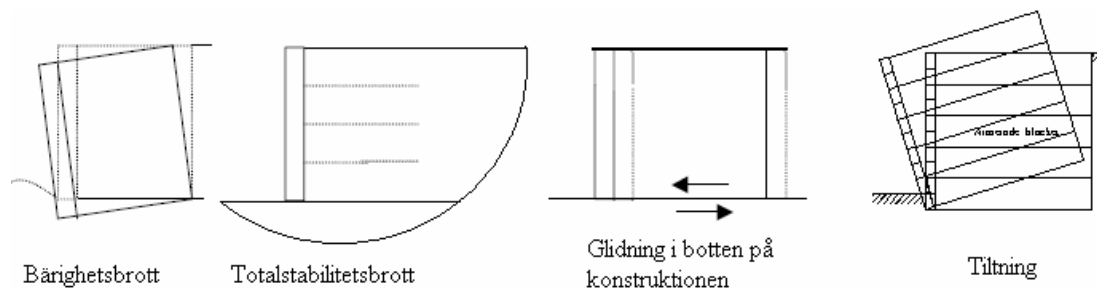
För att konstruktionen inte skall kollapsa är det en förutsättning att den dimensionerande mothållande kapaciteten skall vara samma eller större än den dimensionerande pådrivande kraften. Den mothållande kapaciteten är beroende av faktorer som friktion mellan jord-jord och armering-jord samt hållfastheten på fyllnadsmaterial och armeringen.

2.5.4 Brottmekanismer

Brottmekanismer som kan inträffa för jordarmerade stödkonstruktioner kan delas in i externa och interna. Vid kontroll av externa brottmekanismer betraktas konstruktionen som en hel enhet och att brottet kan ske utanför eller längs med det armerade blocket. Vid kontroll av interna brottmekanismer undersöks brott inom det armerade blocket.

2.5.4.1 Externa brottmekanismer

Externa brottmekanismer är kollaps i undergrunden (bristande bärförmåga), totalstabilitetsbrott, glidning i underkant av det armerade blocket och tiltning, se Figur 2.8.



Figur 2.8 Externa brottmekanismer, (Figurerna är delvis hämtade från SGF (2004))

Bärighetsbrott

Det armerade blockets benägenhet att orsaka grundläggningskollaps beror bl.a. av hållfastheten hos jordmaterialet under konstruktionen samt den resulterande vertikala kraftens storlek och excentricitet. Den vertikala spänningen vid botten av muren får inte överstiga den underliggande jordens bärighet.

Totalstabilitetsbrott

Totalstabilitet betraktas enligt traditionella principer och beräknas vanligtvis i stabilitetsprogram som SLOPE eller eventuellt FEM-program som PLAXIS.

Glidning i underkant

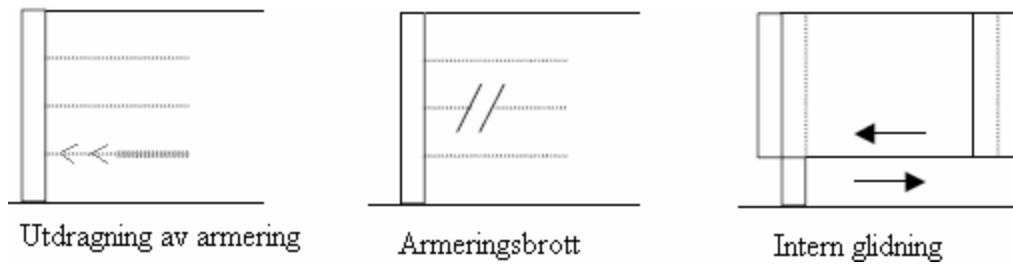
Med glidning i underkant menas en horisontell förskjutning vid botten av muren. Denna kan uppkomma helt i jorden (glidning jord-jord) eller mellan armeringen och jorden (glidning armering-jord). I de fall där jordmaterialets egenskaper skiljer sig åt i och under konstruktionen blir det svagaste materialet avgörande för hur väl konstruktionen kan stå emot glidning, BS (1995).

Tiltning

Det armerade blockets benägenhet att tilta framåt styrs av storleken på det pådrivande momentet i förhållande till det mothållande. En förutsättning för att tiltning skall ske är att murens tå (konstruktionens nedre och främre kant) hindras från horisontell förskjutning.

2.5.4.2 Interna brottmekanismer

Interna brottmekanismer är utdragning av armeringsnät, brott i armering och intern glidning se Figur 2.9.



Figur 2.9 Interna brottmekanismer, (Figurerna är hämtade från nordisk vägledning)

Utdragning

Utdragning innebär att armeringsnät dras ur det armerade blocket. Armeringens kapacitet att stå emot utdragskraft beror av hur stor del av armeringens yta som befinner sig i den passiva zonen, hur väl armering och jord samverkar samt material-egenskaper hos fyllnadsmaterialet

Armeringsbrott

Brott i armeringen innebär att armeringen brister, d.v.s. att belastningen i armeringen överstiger dess hållfasthet.

Intern glidning

Intern glidning är en horisontell förskjutning som kan uppkomma genom hela konstruktionen. Glidningen kan uppkomma helt i jorden (glidning jord-jord) eller mellan armeringen och jorden (glidning armering-jord). De krafter som verkar pådrivande vid horisontell glidning orsakas av de rådande förhållandena bakom det armerade blocket.

2.6 Geometrins påverkan på dimensioneringen

En undersökning har utförts där geometrins påverkan på dimensioneringen har analyserats Ho et. al. (1997). Undersökningen omfattade bl.a. vilken effekt armeringens inbördes avstånd, varierande armeringslängder och konstruktionens höjd har på dimensioneringen.

Resultaten visar att användandet av olika antal armeringslager resulterar i samma maximala belastning av armeringen medan det horisontala trycket som påverkar fasaden samt kontaktkraften mellan fasad och armering minskar då fler lager används. Enligt Ho et. al. (1997) är användandet av en traditionell distribution med jämnt utspridd armering av samma längd att föredra framför den konstruktion där armeringens placering styrs av jordtrycket.

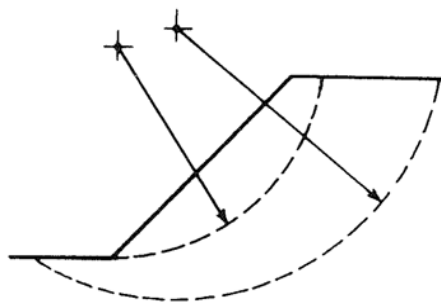
Beträffande effekten av konstruktionens höjd visade försöken att vid låga murar tog fasadens ”tå” upp merparten av spänningen och endast en mindre del togs upp av armeringen. Vid höga murar minskar effekten av grundläggningens styvhet med höjden på konstruktionen. Den maximala kraften i armeringen visade sig minska med djupet hos låga murar vilket är motsatsen till vad som sker vid högre konstruktioner.

2.7 Grundläggande jordmekaniska principer

Dimensioneringen av jordarmerade stödkonstruktioner utförs enligt olika jordmekaniska principer och förenklingar. Glidytor, jordtryck, spänningsfördelning armeringens funktion och portryck är exempel på viktiga delar som behandlas vid dimensioneringen.

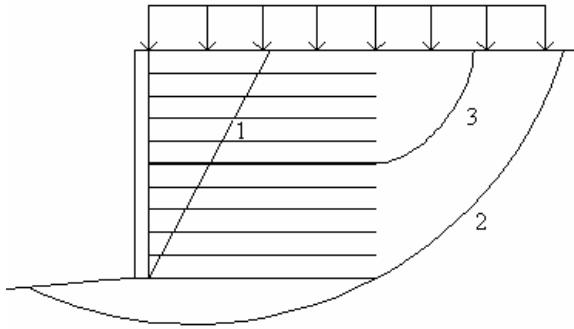
2.7.1 Potentiella glidytor

En glidyta är en benämning på den ytan som bildas då brott i jorden sker. Glidytan uppkommer då skjuvkrafterna i jorden överskrider dess hållfasthet. Glidytan som bildas kan ha olika utseende beroende på områdets geometri och jordens material-egenskaper. Undersökningar av gamla skred har visat att glidytan ofta har formen av en cirkelbåge och antas därför oftast vid stabilitetsberäkningar som cirkulär cylindrisk, se Figur 2.10. Att glidytan antas vara cirkulär cylindrisk medför matematiska förenklingar, Sällfors (2001).



Figur 2.10 Exempel på två cirkulär cylindriska glidytor i en slänt, Smith (2006)

Vid stabilitetskontroll av jordarmerade stödkonstruktioner beaktas vanligtvis tre typer av glidytor. En som uppkommer helt inom det armerade blocket (internt brott), en som uppkommer helt utanför (externt brott) och en där brottet är en kombination av interna och externa brott, se Figur 2.11. Den externa och den kombinerande kontrollen kan utföras i stabilitetsprogram som SLOPE eller eventuellt FEM-program som PLAXIS. Vid den interna stabilitetskontrollen undersöks glidytor inom det armerade blocket. Dessa glidytor antas generellt vara plana och bildar så kallade jordkilar. Försök har dock visat att vid höga jordarmerade stödmurar får ofta glidytan ett logaritmiskt utseende. Besparingar i armeringsmängd kan göras om dimensionering utförs med hänsyn till detta, Koerner & Soong (2001).

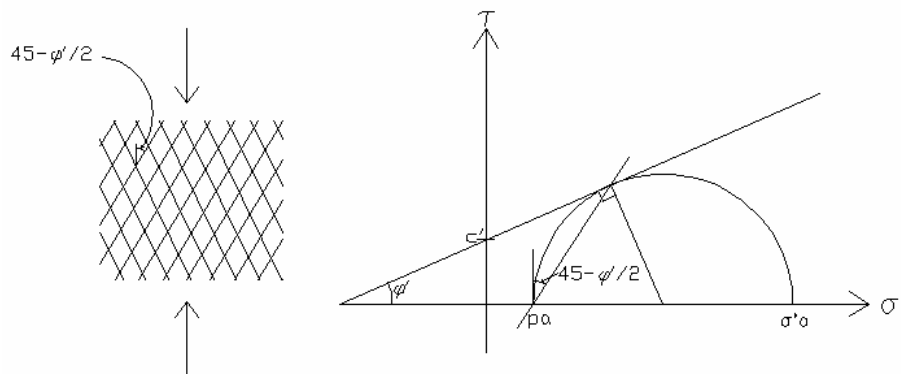


Figur 2.11 Tre potentiella glidytor där nr. 1 är en intern glidyta, nr.2 är extern glidyta och nr.3 är en kombination av 1 & 2.

2.7.2 Klassisk teori för aktivt jordtryck enligt Rankine

Jordtryckskoefficienten för aktivt jordtryck K_a är en faktor som används för omvandling av vertikala spänningar till horisontella. Den klassiska jordtrycksteorin för aktivt jordtryck utvecklades av Rankine år 1857. Teorin bygger på antaganden som att glidytorna antas vara plana, att väggen som utsätts för jordtryck inte har något friktionsmotstånd, att väggen förskjuts så att jorden uppnår ett aktivt tillstånd och att markytan vid toppen av muren är horisontell, Smith (2006). Då jorden komprimeras vertikalt utvecklas brottytor med vinkeln $45-\varphi_d/2$ mot vertikalplanet, se Figur 2.12

Att det i Rankine's metod för beräkning av jordtryck inte ges möjlighet att inkludera vissa gränsvillkor gör att resultaten ofta blir konservativa, Terzaghi et. al. (1996).



Figur 2.12 Till vänster i figuren illustreras potentiella brottytor vid vertikal belastning och till höger visas Rankine's teori i Mohr's spänningscirkel, (Figurerna är lånade ur Sällfors (2001))

Formeln för det aktiva jordtrycket kan härledas ur Mohr's spänningscirkel.

$$P_a = \sigma'_0 \tan^2\left(45 - \frac{\varphi_d}{2}\right) - 2c \tan\left(45 - \frac{\varphi_d}{2}\right) \quad (2.1)$$

Det horisontella jordtrycket P_a kan skrivas:

$$P_a = \sigma'_0 K_a - 2cK_{ac} \quad (2.2)$$

där

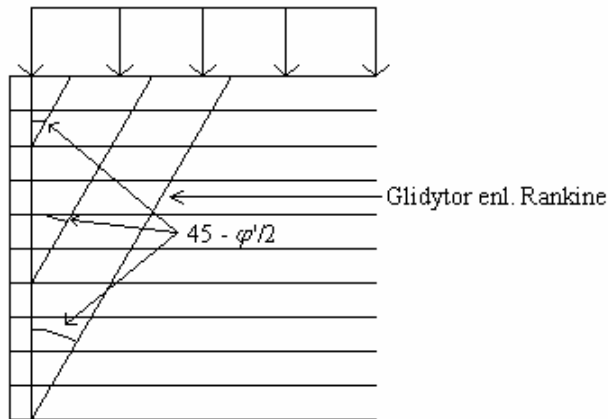
$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi_d}{2}\right) \quad (2.3)$$

$$K_{ac} = \tan\left(45 - \frac{\varphi_d}{2}\right) \quad (2.4)$$

P_a	=	Det horisontella jordtrycket
K_a	=	Jordtryckskoefficienten för aktivt jordtryck
K_{ac}	=	Jordtryckskoefficienten för aktivt jordtryck för kohesion
φ_d	=	Dimensionerande friktionsvinkel
σ'_0	=	Vertikal effektivspänning
c	=	Kohesion

2.7.2.1 Glidytor enligt Rankine's metod

Enligt Rankine's metod för intern stabilitetskontroll är glidyterna plana och uppkommer alltid med vinkeln $45 - \varphi_d/2$ räknat från fasaden, se Figur 2.13. Metoden grundar sig på antaganden som att fasaden är helt vertikal och utan friktionsmotstånd och att markytan är horisontell. Metoden används generellt för konstruktioner med jämnt utbredd last eller helt utan last.

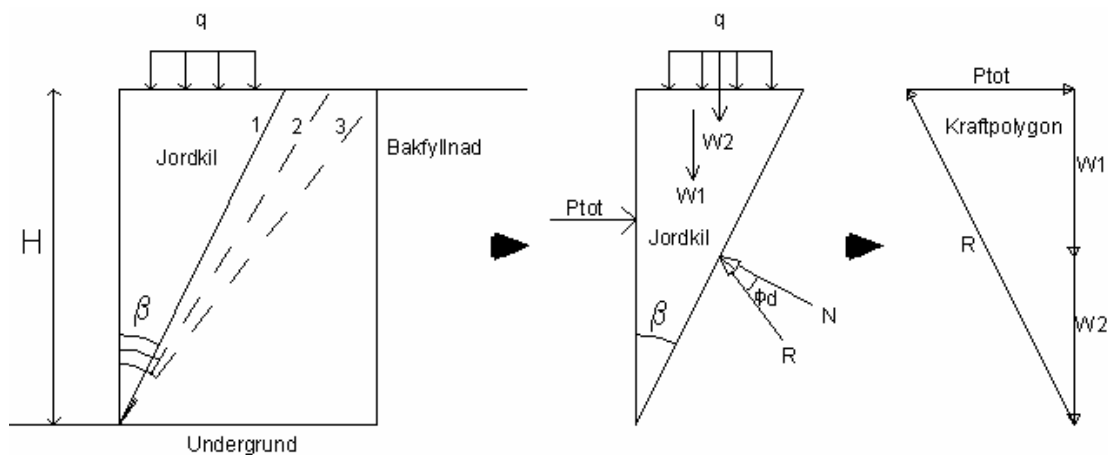


Figur 2.13 Stödkonstruktion med jämnt utbredd last där glidytor enligt Rankine's metod visas.

2.7.3 Coulomb's jordtrycksteori (Jordkilsteori)

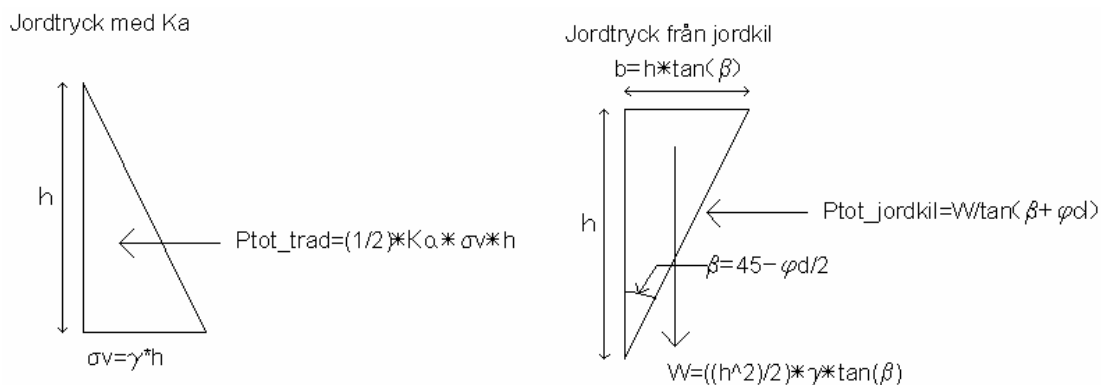
Coulomb's jordtrycksteori är ett sätt att beräkna jordtryck där olika gränsvillkor kan inkluderas i ekvationen. Till skillnad från Rankine's jordtrycksteori är den inte begränsad till konstruktioner med enkel geometri och jämnt utbredd last utan är alltid användbar, oberoende på geometri och lastfall. En annan skillnad är att friktion mellan fasaden och jorden kan inkluderas i beräkningarna. Metoden baseras på antaganden som att murens fasad kan röra sig i horisontalled, att brott uppkommer med plana glidytor och att jordens hållfasthetsparametrar φ' och c' och eventuell råhet på fasadens yta antas vara konstanta, Terzaghi et. al. (1996).

Metoden innebär att en jämviktsanalys för samtliga krafter verkande på en jordkil utförs. Längst till vänster i Figur 2.14 visas exempel på tre jordkilar inom den armerade konstruktionen, i mitten av Figur 2.14 beskrivs en av de tre jordkilarna närmare samt vilka krafter som verkar på den (friktionen mellan fasaden och jorden antas vara noll). Längst till höger i Figur 2.14 beskrivs kraftjämvikten i form av en kraftpolygon.



Figur 2.14 Beskrivning av Coulomb's jordtrycksteori, R = resulterande reaktionskraft mot den potentiella glidyten, N = normalkraft mot den potentiella glidyten, P_{tot} = resulterande horisontell mothållande kraft, Φ_d = dimensionerande friktionsvinkel, $W1$ = tyngden av fyllning och $W2$ = tyngden av linjelast. I detta exempel försummas friktionen mellan fasaden och fyllningen.

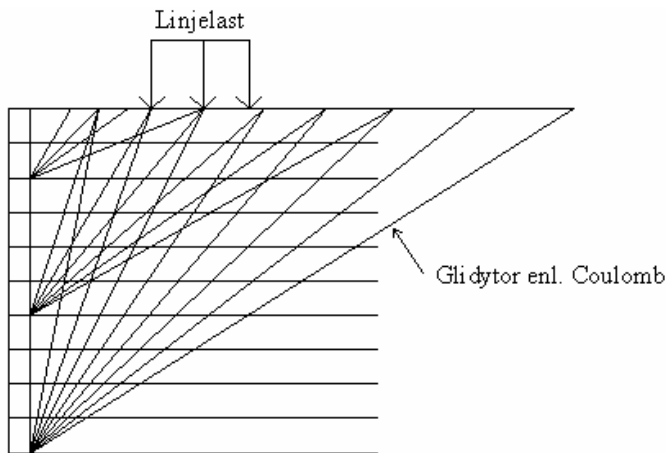
Vid jordkilsanalys för enkel geometri, där den kritiska glidyten antas uppkomma med vinkeln $45-\varphi_d/2$ (Rankine) räknat från murens fasad, kommer det resulterande horisontella jordtrycket bli identiskt som vid jordtrycksberäkning enligt Rankine's klassiska jordtrycksteori med Jordtryckskoefficienten K_a , se härledning i bilaga 1 och beskrivning i Figur 2.15.



Figur 2.15 Den vänstra bilden visar jordtrycksberäkning med jordtrycksfaktorn K_a enligt Rankine's metod och den högra bilden visar jordtrycksberäkning enkel geometri och lastfall enligt Coulomb's teori.

2.7.3.1 Glidytor enligt Coulomb's metod

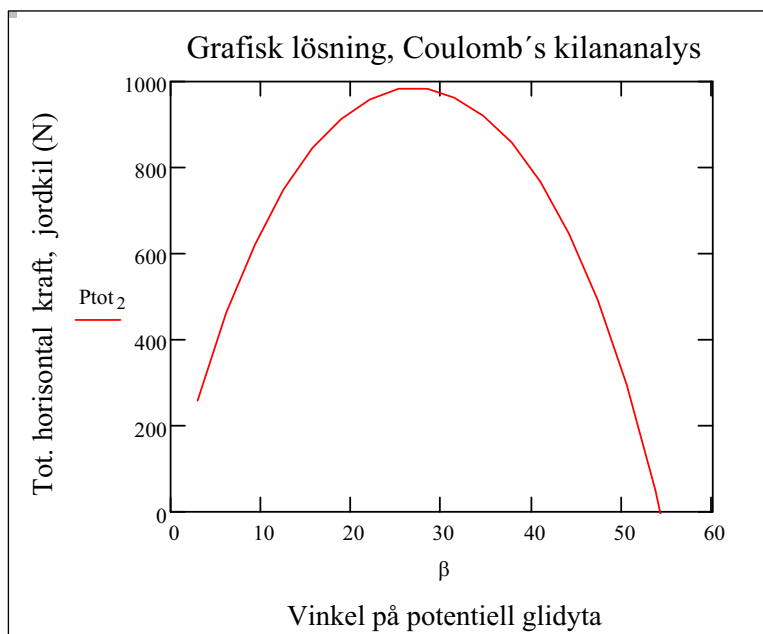
Vid komplexa geometrier och lastfall kommer inte alltid den kritiska glidyten att inträffa vid $45-\varphi_d/2$. Stabiliteten bör därför kontrolleras för potentiella glidytor med olika vinklar. Utöver konstruktioner med enkel geometri och jämnt utbredd last är denna metod även tillämpbar för komplexa geometrier som t.ex. konstruktioner med lutande bakslänt och/eller komplexa lastfall, se Figur 2.16.



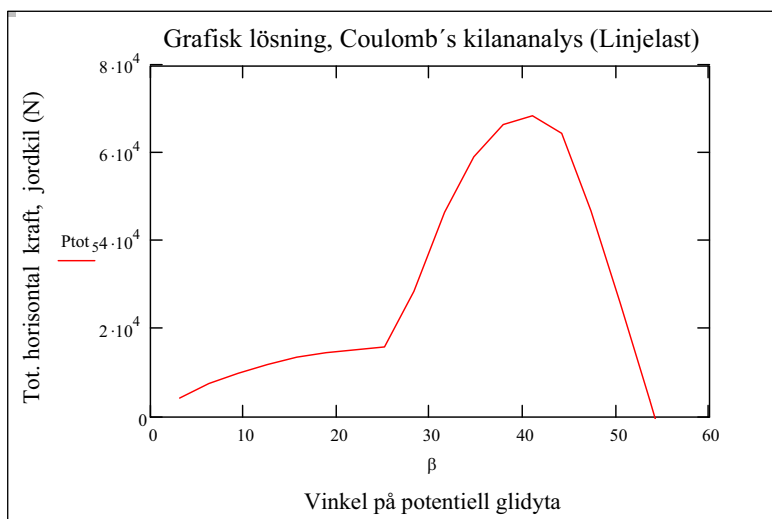
Figur 2.16 Stödkonstruktion med linjelast där potentiella glidytor enligt Coulomb's metod visas.

2.7.3.2 Grafisk lösning på Coulomb's kilanalys

Då Coulomb's metod används vid jordtrycksberäkningar för jordarmerade stödkonstruktioner med komplexa geometrier och lastfall varierar den resulterande horisontella kraften beroende på jordkilens storlek, d.v.s. kraften varierar beroende på vinkeln β och höjden h . För att bestämma det maximala jordtrycket vid en given nivå i konstruktionen kan jordtrycken plottas mot respektive vinkel varefter maxpunkten kan avläsas i diagrammet, Avén et. al. (1984) se Figur 2.17 och Figur 2.18.



Figur 2.17 Grafisk lösning på Coulomb's kilanalys vid en given höjd i en jordarmerad stödkonstruktion utan inverkan av linjelast.



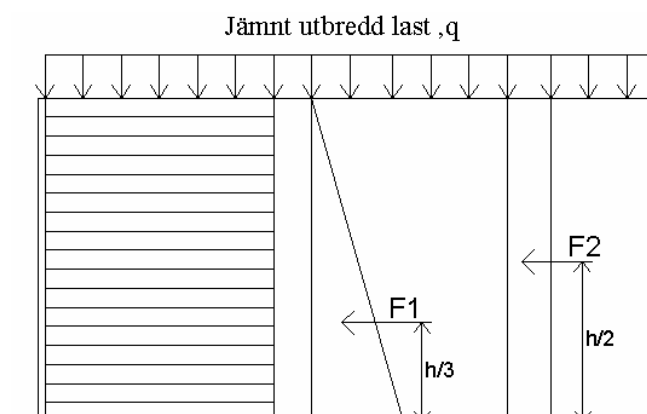
Figur 2.18 Grafisk lösning på Coulomb's kilanalys vid en given höjd i en jordarmerad stödskonstruktion med inverkan av linjelast.

2.7.4 Spänningsfördelning

Spänningsfördelningen sker beroende på hur lasterna ser ut och hur de verkar på konstruktionen. Vanliga typer av laster som verkar på jordarmerade stödskonstruktioner är jämnt utbredda laster, linjelaster, punktlaster och dynamiska laster.

2.7.4.1 Konstant tilläggsspänning med djupet

Spänningarna i en konstruktion fri från vatten, med enkel geometri och jämnt utbredd last med lång utsträckning, kan delas in i två delar. Spänningen från jorden egenvikt ökar linjärt med djupet medan spänningen från överlasten är konstant, se Figur 2.19.

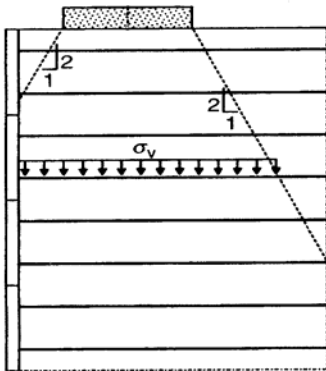


Figur 2.19 Skiss som illustrerar trycket från jorden ($F1$) och den jämnt utbredda lasten ($F2$). Jordtrycket ökar linjärt medan överlasten är konstant med djupet.

2.7.4.2 2:1-metoden

Ett vanligt sätt att beräkna hur spänningar från laster med begränsad utbredning sprids genom konstruktionen är 2:1- metoden. Metoden grundas på att jorden betraktas som ett elastiskt medium med oändlig utsträckning under en horisontell markyta, Sällfors (2001).

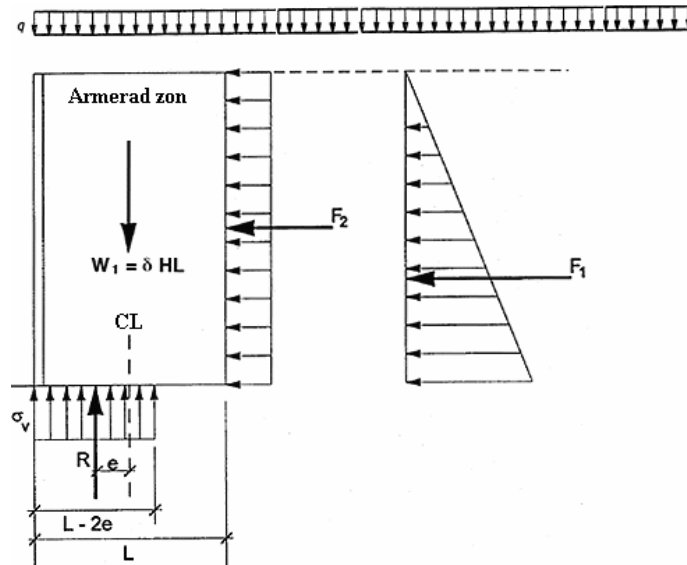
Lastspridning för en linjelast beräknas vanligtvis enligt 2:1-metoden. Spänningen σ_v minskar nedåt i konstruktionen eftersom ytan som lasten fördelas på blir större. Lasten som sprids bakom det armerade blocket kommer att tas upp av bakfyllnaden och räknas inte med vid spänningsberäkning inom det armerade blocket, se Figur 2.20.



Figur 2.20 Skiss över lastspridningen för en linjelast. Lasten sprids enligt 2:1-metoden, BS (1995).

2.7.4.3 Spänningsfördelning enligt Meyerhof's metod

Meyerhof's spänningsfördelning bygger på att kontaktytan, som den vertikala spänningen fördelas på, reduceras med 2 excentriciteter, Chance (2007). Bredden på kontaktytan enligt Meyerhof benämns som den effektiva bredden ($L-2e$), se Figur 2.21. Excentriciteten fås genom att momenten beräknas runt en punkt (oftast murens tå) och sedan summeras.



Figur 2.21 Jordarmerad stödmur med olika kraftkomponenter som bidrar till excentriciteten hos den resulterande mothållande kraften R . Figuren illustrerar också den effektiva bredden $L-2e$. Kraften F_1 uppkommer från jordtrycket och F_2 från den jämnt utbredda lasten.

Formeln för excentriciteten:

$$e = \frac{L}{2} - \left(\frac{\sum M_R - \sum M_O}{R_V} \right) \quad (2.5)$$

där

M_R = Mothållande moment [Nm]

M_O = Påskjutande moment [Nm]

R_V = Resultanten av alla vertikala lastkomponenter som verkar i och ovan på det armerade blocket. [N]

Vertikalspänningen enligt Meyerhof's tryckfördelning blir då:

$$\sigma_v = \frac{(\gamma_w h + q)L}{L - 2e} \quad (2.6)$$

där

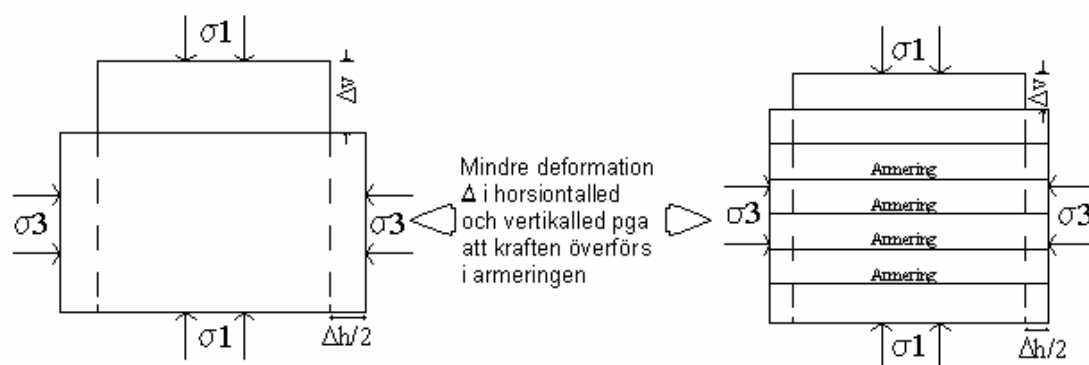
γ_w = Jordens tunghet i det armerade blocket [kN/m³]

h = Avståndet från aktuell nivå till toppen av muren [m]

q = Överlast [Pa]

2.7.5 Armeringens funktion

Armeringens huvudsakliga uppgift i en jordarmerad stödkonstruktion är att ge jorden möjligheten att ta upp dragkrafter. Om en jordkub betraktas inne i en jordmassa kommer den vertikala spänningen göra så att kubens pressas ihop i vertikalled vilket i sin tur medför att kubens expanderar i horisontalled. Då jorden rör sig lateralt relativt armeringen genereras det skjuvspänningar i gränsoområdet mellan armeringen och jorden. Dessa spänningar ger dragkrafter i armeringen, vilka i sin tur återdistribueras till jorden, och på så sätt har det armerade blocket som helhet ökat sin draghållfasthet avsevärt. Armeringen medför att jordens E-modul ökas, Carlsson (1987). I Figur 2.22 nedan illustreras hur deformationen minskar i jorden då armering har installerats.



Figur 2.22 Skillnaden i deformation mellan en oarmerad och armerad jordkub.

2.7.5.1 Samverkan mellan jord och armering

Vilken samverkan det blir mellan armering och jord är beroende av jordens karaktär (t.ex. naturligt eller krossat material) och armeringens egenskaper. Principen är att det, genom en råhet på armeringens yta och en matchande kornstorlek på jordmaterialet, skapas samverkan mellan armeringen och jorden. För ren friktionsjord utgörs samverkan av friktionskrafter och vid ren kohesionsjord utgörs samverkan av adhesionskrafter. För att laster skall kunna absorberas av armeringen krävs att jorden rör sig i förhållande till armeringen och att armeringen i förhållande till jorden är axiellt styv. Fler parametrar som styr graden av samverkan mellan armering och jord kan ses i Tabell 2.1

Tabell 2.1 Parametrar som påverkar graden av samverkan mellan jorden och armeringen

Faktorer som påverkar interaktionen mellan jord och armering	
Jord	Armering
Kornstorlek	Form på armeringsnätet
Beständighet/hållbarhet	Dimension på nätet
Kornform	Beständighet/hållbarhet
Ytstruktur på kornen, kross/naturmaterial	Styvhet
Kornfördelning	Draghållfasthet
	Ytstruktur

Belastningen från jorden och eventuella överlastar i den aktiva delen av konstruktionen överförs via friktions- eller adhesionskrafter till armeringen. Armeringen transporterar i sin tur lasten till den passiva zonen där lasten fördelas tillbaka till jorden via friktions- eller adhesionskrafter.

2.7.5.2 Faktorer som påverkar armeringens egenskaper

Gemensamt för alla polymerbaserade armeringsnät är att deras funktion försämras med tiden. Alla polymeriska material är viskoelastiska, d.v.s. de mekaniska egenskaperna i materialet styrs av tid och temperatur. När polymeriska material utsätts för konstant last vid en konstant temperatur kommer brott att uppkomma efter en tid. Om däremot temperaturen ökar och lasten är densamma kommer brottet att uppkomma efter en kortare tid. På motsatt sätt gäller detta temperaturförhållande också för låga temperaturer men skillnaden är då att brott uppkommer efter en längre tid, BS (1995). Denna temperaturberoende försvagning av konstruktionen tillsammans med materialets åldrande kallas för krypning. Förhållandet mellan vilken temperatur som råder och efter hur lång tid ett brott uppkommer är inte linjärt.

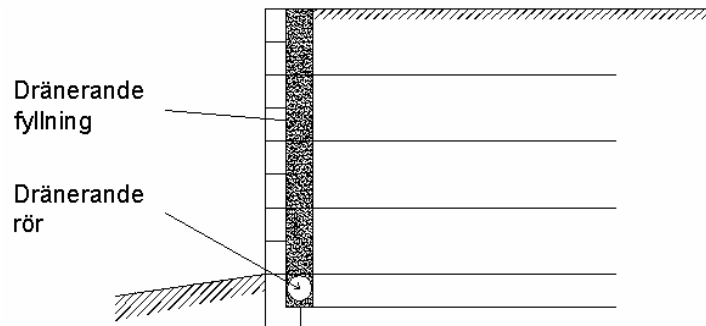
När armeringskvalitet väljs är det nödvändigt att reducera dess hållfasthet med avseende på krypning (temperatur och åldrande), eventuella skador som kan uppkomma vid installation, miljöfaktorer (bl.a. pH-värde) och eventuella variationer vid tillverkning av armeringen. Efter denna reduktion fås den dimensionerande hållfastheten på armeringen.

2.7.6 Porvattentryck i jordarmerade stödkonstruktioner

Vatten kan tränga in i konstruktionen på flera olika sätt. Bl.a. kan ytvatten rinna ner ovanifrån in i det armerade blocket och grundvatten kan tränga in från bakomliggande fyllning och sugas upp kapillärt underifrån till konstruktionen.

Höga portryck i konstruktionen reducerar jordens skjuvhållfasthet vilket leder till ökad känslighet mot stabilitetsbrott. För att minimera risken för skador på konstruktionen måste all förekomst av vatten noga utvärderas. Jordar med stor andel finmaterial (t.ex. silt och finsand) har större förmåga att bygga upp ett högt portryck och kräver därför oftast fler lager armering i jordarmerade stödkonstruktioner, Elias et. al. (2001). Jordar med god dränerande förmåga (t.ex. grus och makadam) anses säkrare som fyllnadsmaterial p.g.a. att risken för uppbyggnad av höga portryck minskas.

För att minska risken för höga porvattentryck inom konstruktioner innehållande kohesiva material skall ett dräneringssystem installeras. Dräneringen kan bestå av ett dränerande lager bakom fasaden vilken också är i anslutning till en dräneringsledning vid konstruktionens bas, SGF (2004), se Figur 2.23.



Figur 2.23 Skiss över dräneringssystemet för en stödkonstruktion.

3 Beskrivning av dimensioneringsmetoder

I följande kapitel beskrivs dimensioneringsmetoderna för jordarmerade stödkonstruktioner enligt SGF (2004), BS (1995) och VV (2006). Dimensioneringsmetoderna beskrivna i de brittiska och norska dokumenten är accepterade som giltiga dimensioneringsmetoder medan den nordiska vägledningen inte har fått detta erkännande. Dimensioneringen för samtliga tre modeller sker enligt gränstillståndsmetoden, kap 2, stycke 2.5.1 och kombineras med användande av partialfaktorer, kap 2, stycke 2.5.1.1. Dimensioneringsmetoderna som beskrivs i kapitlet görs i brottgränstillstånd.

3.1 Nordisk Vägledning Rapport 2:2004

Dimensionering av jordarmerade stödkonstruktioner i Nordiska Vägledning sker enligt Europakod 1 (ENV 1991-1), basis of design and actions on structures och Europakod 7 (ENV 1997-1), allmänna regler för dimensionering av geokonstruktioner. ENV-versionerna skall betraktas som riktlinjer och kan i varje land kompletteras med nationella anpassningsdokument, NAD.

Enligt normal procedur skall dimensioneringen ske i brottgränstillstånd och konstruktionen skall sedan kontrolleras i bruksgränstillstånd. Vid dimensionering i brukstadiet kontrolleras sättningar och deformationer enligt traditionella beräkningsmetoder, vilka bygger på effektivspänningar och sättningsmoduler, SGF (2004). Beräkningsmetoder för kontroll i brukstadiet beskrivs inte närmare i Nordisk vägledning

3.1.1 Lastkombinationer

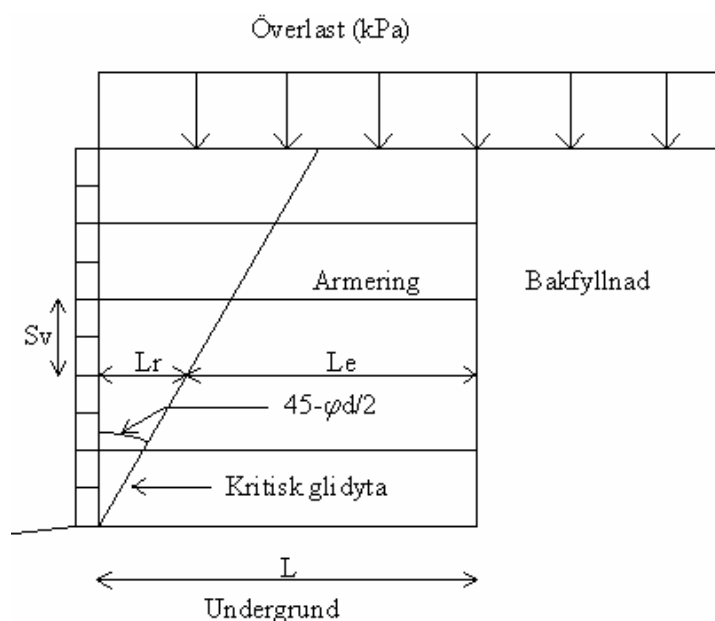
Enligt Europeiska normen ENV 1991-1 finns det ett antal olika lastkombinationsregler som går ut på att kombinera värden för de laster som kan inträffa samtidigt. Grundprincipen är att permanenta laster kombineras med en dominerande variabel last och med kombinationer av andra variabla laster, SGF (2004).

3.1.2 Dimensioneringsförutsättningar

Enligt Nordisk vägledning skall dimensionering utföras enligt olika fall (A, B eller C) beroende på vilka styrande förhållanden som råder. För jordarmerade stödkonstruktioner skall dimensioneringen utföras enligt fall C (markbrott).

Dimensioneringen av en jordarmerad stödkonstruktion som beskrivs i SGF (2004) är baserad på en förenklad modell och tar endast hänsyn till inre stabilitet med avseende på utdragning och extern stabilitet med avseende på glidning.

Dimensioneringen enligt Nordiska Riktlinjer är endast anpassad för konstruktioner med enkel geometri och jämnt utbredd last eller helt utan last. Den potentiella glidyta antas, enligt Rankine's teori, uppkomma med vinkeln $(45 - \varphi_d/2)$ räknat från fasaden. Avståndet mellan armeringslagren S_v antas initialt och brukar normalt variera mellan 0,2m och 0,6m. Dock kan för långa avstånd mellan armeringslagren innebära att konstruktionen tappar en del av den armerande funktionen. Det är möjligt att variera avståndet mellan armeringslagren genom konstruktionen. Dock väljs S_v oftast till samma värde genom hela konstruktionen, se Figur 3.1



Figur 3.1 Skiss på jordarmerad stödkonstruktion med förklarande beteckningar.

3.1.3 Dimensioneringsgång

Dimensioneringsförslaget som ges i vägledningen bygger på att erforderliga armeringslängder bestäms med avseende på intern- och extern stabilitetskontroll i brottstadiet.

1. Spänningsberäkningar

Spänningarna i jorden som uppkommer från överlasten minskar inte utan verkar konstant med djupet, dock ökar spänningarna från jordtrycket linjärt med djupet, se kap 2, stycke 2.7.4.1 De maximala spänningarna kommer därför att uppträda vid botten av den armerade muren.

Jordtryckskoefficienten K_a används som omvandlingsfaktor för den vertikala spänningen till horisontell vid såväl intern stabilitetskontroll (inom det armerade blocket) som för extern stabilitetskontroll (bakom det armerade blocket), med anledning av att polymerbaserad (töjbar) armering används.

Jordtryckskoefficienten för aktivt jordtryck, K_a , beräknas enligt:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi_d}{2}\right) \quad (3.1)$$

där

$$\varphi_d = \left(\frac{\tan(\varphi_k)}{\gamma_\varphi}\right) \quad (3.2)$$

φ_d = Dimensionerande värde på friktionsvinkeln

φ_k = Karaktäristiskt värde på friktionsvinkeln

γ_φ = Säkerhetsfaktor för friktionsvinkeln

Den dimensionerande vertikala effektivspänningen, σ'_{vd} , beräknas enligt:

$$\sigma'_{vd} = \sigma_{vd} - u \quad (3.3)$$

där

$$\sigma_{vd} = \gamma_d \cdot h + q_d \quad (3.4)$$

$$u = \gamma_{wd} \cdot h_w \quad (3.5)$$

σ_{vd} = Dimensionerande vertikal spänning

u = Vattentryck

γ_d = Jordens dimensionerande tunghet

h = Höjden på konstruktionen vid en given nivå

q_d = Dimensionerande överlast

γ_{wd} = Vattnets dimensionerande tunghet

h_w = Vattnets mäktighet vid en given nivå

De dimensionerande horisontella spänningarna, P_{ad} , vid en given nivå beräknas enligt:

$$P_{ad} = K_a \cdot \sigma'_{vd} - u \quad (3.6)$$

2. Dimensionerande hållfasthet för armeringen

Dimensionerande hållfasthet i armeringen delas in i en kort och en långtidshållfasthet. Den maximala dimensionerande långtidshållfastheten T_d fås vid den nivå där det horisontella jordtrycket är som störst, förutsatt att avståndet mellan armeringslagren S_v är samma genom hela den armerade muren. För att bestämma korttidshållfastheten

skall konverteringsfaktorer användas. Faktorerna η_i tar hänsyn till krypning, installationsskador och biologisk och kemisk nedbrytning. För att ta hänsyn till materialets osäkerheter skall säkerhetsfaktorn γ_m tillsättas. Ett allmänt värde för geosyntetiska material är $\gamma_m = 1,3$.

Armeringens dimensionerande långtidshållfasthet, T_d , måste uppfylla villkoret:

$$T_d \geq S_v \cdot P_{ad} \quad (3.7)$$

där

S_v = Avståndet mellan armeringslagren

Erforderlig dimensionerande korttidshållfasthet (karakteristisk hållfasthet), $T_{d_korttid}$, för armeringen kan utifrån kravet på T_d beräknas enligt:

$$T_{d_korttid} = \frac{T_d}{\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3} \cdot \gamma_m \quad (3.8)$$

där

η_1 = Krypningsfaktor bestäms beroende på vilket material armeringen består av

η_2 = Installationsskadefaktor bestäms beroende på vilket fyllnadsmaterial som används

η_3 = Kemisk och biologisk nedbrytning bestäms bl.a. beroende på jordens pH-värde

γ_m = Partialfaktor för materialet på armeringen

3. Extern stabilitet (glidning)

Det resulterande horisontaltrycket bakom det armerade blocket vill förskjuta hela konstruktionen horisontellt. Om mothållande kapacitet inte överstiger det pådrivande horisontella trycket kommer glidning att ske. Denna externa glidning kan uppkomma över eller under det nedersta armeringslagret och i de fall där jordmaterialen i undergrunden och fyllnadsmaterialet skiljer sig åt skall kontroll utföras vid det svagaste materialet. Den mothållande kapaciteten är en funktion av friktionskoefficienten μ och tyngden på ovanliggande jord. Ovanliggande laster räknas inte med vid bestämmande av den mothållande kapaciteten. Den pådrivande kraften är ett resultat av det bakomvarande jordtrycket. Eftersom L_e är längden på den del av armeringen som befinner sig i passivzonen och att den kritiska glidyta skär fasaden vid konstruktionens "tå" är L_e i detta fall lika med totala armeringslängden L , se Figur 3.1.

Erforderlig armeringslängd, L_e , med avseende på glidning beräknas enligt:

$$L_e = \frac{0,5 \cdot K_a \cdot H \cdot \gamma_s \cdot [\gamma_d \cdot H + 2 \cdot (q_G \cdot \gamma_G + q_Q \cdot \gamma_Q)]}{\gamma_d \cdot H \cdot \mu} \quad (3.9)$$

där

$$\mu = \alpha \cdot \tan(\varphi_d) \quad (3.10)$$

- H = Stödkonstruktionens totala höjd
- γ_s = Partialfaktor med hänsyn till glidning (sliding)
- q_G = Permanent last
- γ_G = Partialfaktor för permanent last
- q_Q = Variabel last
- γ_Q = Partialfaktor för variabel last
- μ = Friktionskoefficient
- α = Samverkansfaktor mellan jord och armering

4. Extern stabilitet (bärighet och totalstabilitet)

Bärigheten kontrolleras genom att beräkna den maximala vertikalspänning som grunden utsätts för. För att brott inte skall ske måste maximala spänningen från muren vara mindre än grundläggningens bärighetskapacitet. Om beräkningarna inte uppfyller traditionella stabilitetskrav kan armeringens längd ökas. Att förbättra grundläggningen kan också vara ett alternativ för att öka bärigheten. Vägledningen ger ingen närmare beskrivning av bärighetsberäkningar utan hänvisar till traditionella metoder.

Med totalstabilitet menas brott (glidytor) som ligger helt utanför det armerade blocket. Vägledningen ger ingen närmare beskrivning av totalstabilitetsberäkningar utan hänvisar till traditionella metoder.

5. Intern stabilitet (utdragnings)

Med utdragnings menas att dragkraften i armeringen överstiger den mothållande kapaciteten i passivzonen. Genom division, av den pådrivande horisontalkraften med den mothållande kapaciteten, fås den erforderliga förankringslängden i passivzonen. Ovanliggande laster räknas inte med vid bestämmande av den mothållande kapaciteten. Kontroll av utdragnings skall utföras för både understa och översta armeringslagret.

Armeringslängd i passivzonen, L_e , med avseende på utdragning beräknas enligt:

$$L_e = \frac{\gamma_s \cdot 0,5 \cdot P_{ad} \cdot S_v}{\frac{\alpha \cdot c_d'}{\gamma_p} + \gamma_d \cdot h \cdot \mu} \quad (3.11)$$

där

c_d' = Dimensionerande kohesionsintercept för effektivspänning hos jord

γ_p = Partialfaktor med hänsyn till utdragning (pull-out)

6. Internstabilitet (armeringslängd i aktivzonen)

Armeringslängden i aktivzonen L_r beräknas trigonometriskt enligt:

$$L_r = (H - h) \cdot \tan\left(45 - \frac{\varphi_d}{2}\right) \quad (3.12)$$

där

h = Avståndet från murens överkant ned till den aktuella armeringsnivån

L_r = Avståndet från fasaden till den mest kritiska glidytan

7. Total armeringslängd från externa och interna beräkningar

Erforderlig armeringslängd från extern stabilitetskontroll (glidning):

$$L = L_e \quad (L_e \text{ skall minst vara } 1\text{m})$$

Erforderlig armeringslängd från intern stabilitetskontroll:

$$L = L_r + L_e \quad (L_e \text{ skall minst vara } 1\text{m})$$

Den erforderliga armeringslängden som krävs för att uppnå tillfredställande stabilitet skall vara det största av längderna från extern respektive intern kontroll.

3.2 Brittisk Standard 8006:1996

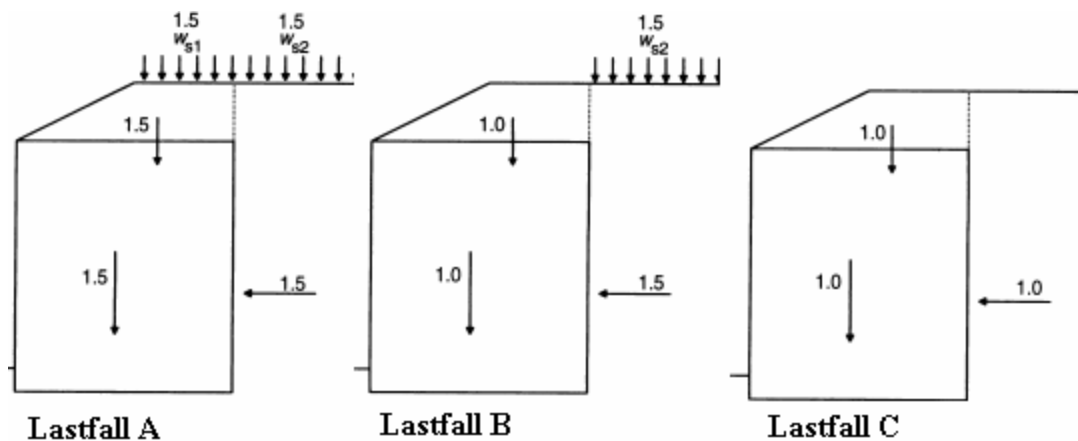
BS (1995) består av riktlinjer och rekommendationer för bl.a. dimensionering av jordarmerade stödkonstruktioner.

Enligt normal procedur skall dimensioneringen ske i brottgränstillstånd men konstruktionen skall sedan kontrolleras i bruksgränstillstånd. Dimensionering med avseende på sättningar och deformationer hos konstruktionen utförs i bruksgränstillstånd. Dessa beräkningar beskrivs dock inte närmare i Brittisk Standard utan skall göras enligt traditionella metoder. Dimensionering med avseende på krypning i armeringen görs också i bruksgränstillstånd men tas inte med i beskrivningen.

3.2.1 Lastkombinationer

Partiella lastfaktorer skall användas på samtliga lastkomponenter som verkar på konstruktionen. Dessa faktorer används bl. a. på sådant sätt att dem mest ogynnsamma lastsituationer med avseende på utdrag och brott av armering, grundläggningstryck och tippning kontrolleras.

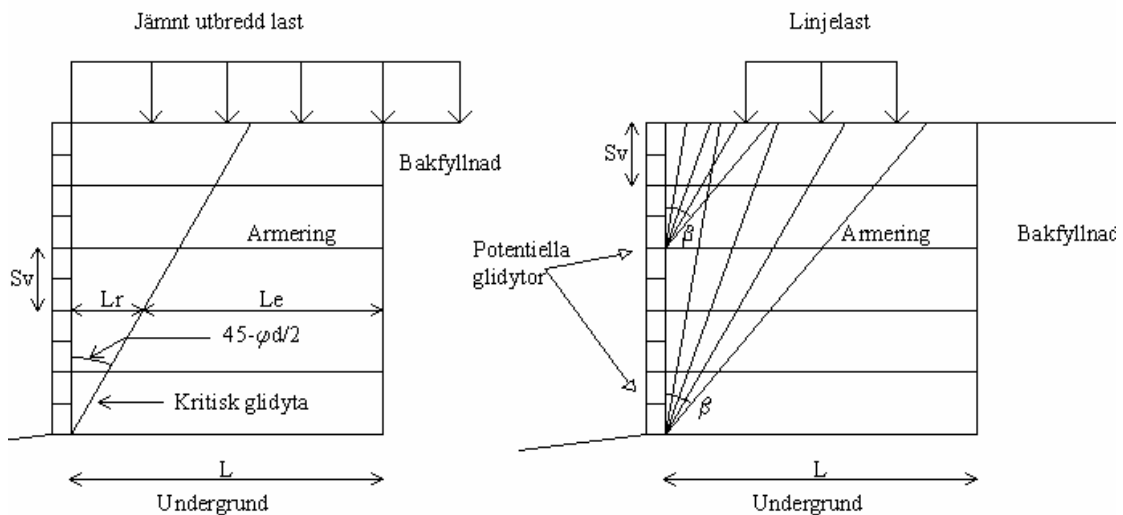
Alla lastfall (lastkombinationer) skall kontrolleras för varje enskilt armeringslager i konstruktionen så att det värsta tänkbara fallet beaktas. Lastfall A tar hänsyn till de maximala värdena på alla lasterna och ger därför även den maximala armeringsspänningen och det maximala grundläggningstrycket. Lastfall B tar hänsyn till de maximala värden på de lasterna som bidrar till glidning och tippning av konstruktionen. Lastfall B ger ofta dem dimensionerande värdena för utdragning av armeringen. Lastfall C (bruksgränstillstånd) beaktar endast egentyngder och tar inte med några partialfaktorer. Denna kombination används för att bestämma sättningar i undergrunden samt kontrollera spänningar i armeringen i bruksgränstillstånd. I Figur 3.2 visas hur de partiella lastfaktorerna används för de olika lastfallen A, B och C.



Figur 3.2 Partialfaktorer för lastfall A, B och C BS (1995)

3.2.2 Dimensioneringsförutsättningar

Dimensioneringsmodellen kan användas vid flera olika typer av konstruktioner, både med avseende på olika lastfall och med avseende på olika geometrier. Metoden tar bl.a. hänsyn till att potentiella glidytor kan uppkomma med olika vinklar och att glidning kan uppkomma i varje armeringsnivå inom det armerade blocket. I Figur 3.3 visas en skiss, med förklarande beteckningar, på två olika lastfall, där BS (1995) kan användas för dimensionering.

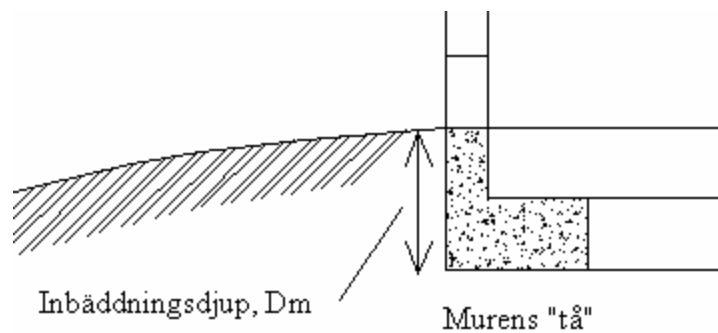


Figur 3.3 Till vänster visas en skiss på en konstruktion med enkel geometri och jämnt utbredd last, med förklarande beteckningar. Till höger visas en skiss på enkel geometri med linjelast med förklarande beteckningar.

Dimensioneringen bygger på att en initial storlek på konstruktionen väljs med avseende på bl.a. användningsområde och typ av konstruktion. För stödskonstruktioner med normal mothållningsfunktion väljs initialt längden till $0,7 \times H$, där H är definierad som det vertikala avståndet från murens tå till murens överkant. Dock bör inte armeringslängder kortare än tre meter användas. Om det visar sig under dimensioneringens gång att armeringslängden inte är tillräcklig med avseende på extern- och internstabilitet måste längden justeras. Inbördes avstånd mellan armeringen väljs generellt till samma genom hela konstruktionen men kan minskas vid de fall där spänningarna blir för stora.

Murens tå bör placeras under grundläggningsnivån för att undvika lokala brott som till följd av t.ex. hårda stötar eller masstransport av partiklar från insidan av konstruktionen. Vid bestämning av djupet på inbäddningen måste hänsyn tas till andra faktorer som bl.a. det vertikala trycket på undergrunden och risken för tjäle. Det minimala inbäddningsdjupet, D_m , för en armerad stödmur som vilar på en horisontell markyta bör vara $> H/20$, dock inte mindre än 0,45m, se

Figur 3.4.



Figur 3.4 Inbäddningsdjup

3.2.3 Dimensioneringsgång

Översiktligt fungerar dimensioneringsmetoden så att först väljs en initial storlek på konstruktionen beroende på användningsområde och typ av konstruktion. Därefter kontrolleras externa och interna brottmekanismer där ogynnsamma krafter genom hela konstruktionen beräknas. Armeringskvalitet väljs så att hållfastheterna överstiger de pådrivande krafterna. De mothållande friktions- och adhesionskrafter (vid kohesiva fyllnadsmaterial) mellan jord-jord och armering-jord kontrolleras också så att de överstiger de pådrivande krafterna.

Dimensioneringsmetoden är i det stora hela uppdelad i två delar, en del som omfattar externstabilitet där det armerade blocket behandlas som en hel enhet. Den andra delen omfattar internstabilitet där inre brottmekanismer undersöks.

1. Extern stabilitetskontroll (bärighet och tiltning)

Den armerade blockets benägenhet att tilta framåt eller att orsaka grundläggingskollaps beror av hållfastheten hos jordmaterialet under konstruktionen samt den resulterande vertikala kraftens storlek och excentricitet. Beräkning av excentriciteten kan göras enligt kap. 2, stycke 2.7.4.3.

Den faktorerade vertikalspänningen vid botten av muren q_r :

$$q_r = \frac{R_v}{(L - 2 \cdot e)} \quad (3.13)$$

där

R_v = Resultanten av alla faktoriserade vertikala kraftkomponenter

L = Armeringens längd vid botten av muren

e = Excentriciteten av den resulterande vertikala lasten R_v

Kontroll av jordens bärförmåga

$$q_r \leq \frac{q_{ult}}{f_{ms}} + \gamma_d \cdot D_m \quad (3.14)$$

där

q_{ult} = Jordens maximala bärförmåga

γ_d = Jordens dimensionerande tunghet

f_{ms} = Partialsäkerhetsfaktor för bäriheten

2. Extern stabilitet (glidning)

Stabiliteten skall kontrolleras med avseende på horisontell förskjutning vid botten av muren, förhållandena jord-jord och jord-armering skall undersökas. Glidning kan uppkomma inom det armerade blocket såväl som i undergrunden. Om jordmaterialens egenskaper skiljer sig åt i och under konstruktionen blir det svagaste materialet avgörande för hur väl konstruktionen kan stå emot glidning. I de fall där jordmaterialet är kohesivt skall även kontroll av kortsiktig stabilitet utföras.

Långtidsstabilitet för jord-jord

$$f_s \cdot R_h \leq R_v \frac{\tan(\phi_d)}{f_{ms}} + \frac{c'}{f_{ms}} \cdot L \quad (3.15)$$

Långtidsstabilitet för jord-armering

$$f_s \cdot R_h \leq R_v \frac{\alpha' \cdot \tan(\phi_d)}{f_{ms}} + \frac{\alpha_{bc}' \cdot c'}{f_{ms}} \cdot L \quad (3.16)$$

Korttidsstabilitet för jord-jord

$$f_s \cdot R_h \leq \frac{c_u}{f_{ms}} \cdot L \quad (3.17)$$

Korttidsstabilitet för jord-armering

$$f_s \cdot R_h \leq \frac{\alpha_{bc}' \cdot c_u}{f_{ms}} \cdot L \quad (3.18)$$

där

f_s = Partialsäkerhetsfaktor för glidning jord-armering

R_h = Resultanten av alla faktoriserade horisontella kraftkomponenter

R_v	=	Resultanten av alla faktoriserade vertikala kraftkomponenter
φ_d	=	Jordens maximala effektiva skjuvmotstånd
c'	=	Jordens effektiva kohesion
c_u	=	Jordens odränerade skjuvmotstånd
f_{ms}	=	Partialsäkerhetsfaktor för jordens hållfasthetsparametrar φ_d , c' och c_u
f_s	=	Partialsäkerhetsfaktor för glidning jord-jord
α'	=	Samverkansfaktor mellan jord-armering
α_{bc}'	=	Samverkansfaktor mellan jord-armering i kohesionsjordar

3. Extern stabilitet (totalstabilitet och sättningar)

Standarden ger ingen närmare beskrivning på beräkningsmetoder som används vid bestämning av sättningarna eller vid kontroll av totalstabilitet. Hänvisningar görs istället till traditionella beräkningsmetoder. Dock finns krav som måste uppfyllas redovisade i BS (1995).

4. Intern stabilitet (total dragkraft som skall hållas tillbaka av respektive armeringslager)

Den totala horisontella kraften som skall tas upp av armeringen beräknas för respektive armeringsnät. Kraften är ett resultat av spänningar från jorden och/eller eventuellt annan last (t.ex. linjelast eller jämnt utbredd last).

Den maximala dragkraften som varje armeringslager skall klara.

$$T(h) = T_p(h) + T_s(h) \quad (3.19)$$

där

$$T_p(h) = K_a \cdot \sigma_v(h) \cdot S_v \quad (3.20)$$

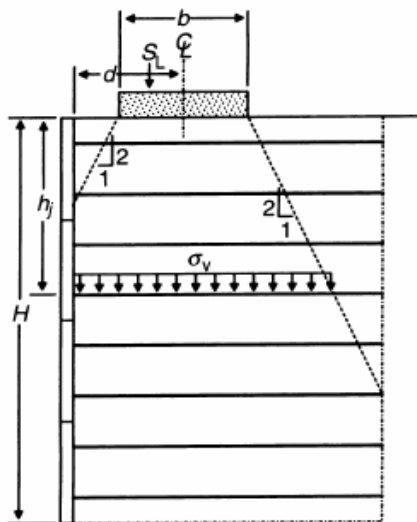
$$T_s(h) = K_a \cdot S_v \cdot \frac{f_f \cdot S_L}{D(h)} \quad (3.21)$$

$$D(h) = (h + b) \text{ då } h \leq (2 \cdot d - b)$$

$$D(h) = \frac{(h + b)}{2} + d \text{ då } h > (2 \cdot d - b)$$

$$T_p(h) = \text{Den maximala dragkraften från jord och jämnt utbredd last vid varje nivå}$$

- $T_s(h)$ = Den maximala dragkraften från vertikala linjelaster vid varje nivå
 $T_f(h)$ = Den maximala dragkraften som uppkommer av horisontell kraft på en linjelast
 K_a = Jordtryckskoefficient för omvandling av vertikal spänning till horisontell
 S_v = Avståndet mellan armeringslagren
 $\sigma_v(h)$ = Den faktoriserade vertikalspänningen vid varje nivå, se Figur 3.5
 b = Linjelastens bredd, se Figur 3.5
 d = Avståndet från fasaden till linjelasten centrumlinje, se Figur 3.5
 S_L = Linjelast



Figur 3.5 lastspridning för linjelast enligt 2:1-metoden, BS (1995)

5. Intern stabilitet (lokal kontroll med avseende på brott och utdragning av armeringen)

Val av armering görs med avseende på den beräknade maximala dragkraften i armeringen där hänsyn tas till parametrar som klimat, krypning installations-skadefaktorer, osäkerheter från extrapolering av data och tillgänglighet av data. Den karakteristiska långtidshållfastheten fås generellt från olika tillverkares produkt-information och denna långtidshållfasthet reduceras sedan med korrigeringsfaktorer enligt British Board of Agrément (BBA) för att erhålla dimensionerande hållfasthet, se bilaga 2.

Val av armeringskvalitet med avseende på brott

$$\frac{T_d}{f_n} \geq T(h) \quad (3.22)$$

där

$$T_d = \frac{T_B}{f_m} \quad (3.23)$$

- T_d = Den dimensionerande draghållfastheten hos armeringen
- f_n = Säkerhetsklass som beror av ekonomiska konsekvenser vid ett eventuellt brott
- $T(h)$ = Den maximala dragkraften T som varje armeringslager skall klara
- T_B = Den ofaktorerade långtidshållfastheten hos armeringen
- f_m = Partialfaktor för materialet, (BBA)

Kontroll utförs så att vidhäftningen i den passiva zonen är tillräckligt stor att utdrag inte sker.

$$P(h) \geq \frac{T(h)}{\frac{L_e(h) \cdot \mu' [(f_{fs} \cdot \gamma_d \cdot h) + f_f \cdot w_s]}{f_p \cdot f_n} + \frac{L_e(h) \cdot \alpha_{bc}' \cdot c'}{f_{ms} \cdot f_p \cdot f_n}} \quad (3.24)$$

där

$$\mu' = \frac{\alpha' \cdot \tan(\phi_d)}{f_{ms\phi}} \quad (3.25)$$

- $P(h)$ = Den totala horisontella bredden, P , där ytan på armeringen har kontakt med jorden (ovan och undersidan av armeringen) per löpmeter
- $L_e(h)$ = Längden på armeringen inom den passiva zonen vid varje nivå
- w_s = Lasten från egentyngden
- α_{bc}' = Samverkansfaktor mellan jord och armering med avseende på kohesion
- c' = Effektiv kohesion
- f_p = Partialfaktor för utdragsmotstånd
- f_{fs} = Partiallastfaktor som för jordens tunghet

f_f	=	Partialfaktor för överlast
f_{ms}	=	Partialfaktor för den effektiva kohesionen
μ'	=	Friktionskoefficienten för armering-jord
α'	=	Samverkansfaktor mellan jord och armering
φ_d	=	Dimensionerande friktionsvinkel
$f_{ms\varphi}$	=	Partialfaktor för den dimensionerande friktionsvinkeln, sätts normalt till 1,0

6. Intern stabilitet (jordkilsanalys med avseende på utdragning och brott av armeringen)

Kilarna behandlas som solida kroppar och definieras av jorden mellan fasaden och den kritiska glidytan, se kap. 2, stycke 2.7.3.

Det resulterande horisontella jordtrycket för varje jordkil:

$$P_{tot}(h) = \frac{W_{tot}(h)}{\tan(\varphi_d + \beta)} \quad (3.26)$$

där

$$W_{tot} = \frac{h^2}{2} \cdot \gamma_d \cdot \tan(\beta) + q_j \quad (3.27)$$

W_{tot}	=	Den total tyngden från jordkilen med tillhörande last
β	=	Vinkeln mellan fasaden och den potentiella glidytan
φ_d	=	Dimensionerande friktionsvinkeln
q_j	=	Den del av överlasten som verkar på jordkilen

Armeringens sammanlagda hållfasthet vid en given nivå skall kontrolleras mot respektive jordkil. Den totala draghållfastheten (kapaciteten) för samtliga armeringslager som verkar mothållande för jordkilen skall överstiga det resulterande aktiva jordtrycket.

$$\sum \frac{T_d(h)}{f_n} \geq P_{tot} \quad (3.28)$$

Armeringens sammanlagda vidhäftning vid en given nivå skall kontrolleras mot respektive jordkils horisontella aktiva tryck. Den totala vidhäftningen (kapaciteten) för samtliga armeringslager som verkar mothållande för jordkilen skall överstiga det resulterande aktiva jordtrycket.

$$\sum \left[\left(\frac{P(h) \cdot L_e(h)}{f_p \cdot f_n} \right) \cdot \mu \cdot f_{fs} \cdot \gamma_d \cdot h + \mu \cdot f_f \cdot w_s + \alpha_{bc}' \cdot \frac{c'}{f_{ms}} \right] \geq P_{tot} \quad (3.29)$$

där

$$\mu = \frac{\tan(\phi_d)}{f_{ms\phi}} \quad (3.30)$$

μ = Friktionskoefficient för jord-jord

7. Intern stabilitet (kontroll av intern glidning)

Kontroll av glidning i hela det armerade blocket skall utföras, d.v.s. alla armeringsnivåer skall kontrolleras med avseende på förhållandena jord-jord och armering-jord.

Långtidsstabilitet för jord-jord

$$f_s \cdot R_h(h) \leq R_v(h) \frac{\tan(\phi_d)}{f_{ms}} + \frac{c'}{f_{ms}} \cdot L \quad (3.31)$$

Långtidsstabilitet för jord-armering

$$f_s \cdot R_h(h) \leq R_v(h) \frac{\alpha' \cdot \tan(\phi_d)}{f_{ms}} + \frac{\alpha_{bc}' \cdot c'}{f_{ms}} \cdot L \quad (3.32)$$

Korttidsstabilitet för jord-jord

$$f_s \cdot R_h(h) \leq \frac{c_u}{f_{ms}} \cdot L \quad (3.33)$$

Korttidsstabilitet för jord-armering

$$f_s \cdot R_h(h) \leq \frac{\alpha_{bc}' \cdot c_u}{f_{ms}} \cdot L \quad (3.34)$$

där

$R_h(h)$ = Resultanten av alla faktoriserade horisontella kraftkomponenter vid varje armeringsnivå

$R_v(h)$ = Resultanten av alla faktoriserade vertikala kraftkomponenter vid varje armeringsnivå

3.3 Vegvesens Håndbok 016

Vegdirektoratet har godkänt dimensionering av jordarmerade stödkonstruktioner enligt VV (2006). För stödkonstruktioner högre än fem meter skall Statens Vegvesen kontrollera och godkänna konstruktionen. Beskrivningen av dimensioneringsmetoden nedan följer beräkningsgången i Håndbok 016 – Armert jord.

Enligt normal procedur skall dimensioneringen ske i brottgränstillstånd och konstruktionen skall sedan kontrolleras i bruksgränstillstånd.

Dimensioneringsmetoden bygger, likt nordisk vägledning, på att erforderliga armeringslängder bestäms med avseende på intern och extern stabilitet men är till skillnad från den nordiska vägledningen även anpassad för komplexa geometrier och lastfall.

3.3.1 Lastkombinationer

Partialfaktorer appliceras på laster så att de mest ogynnsamma lastsituationer med avseende på utdrag och brott av armering, grundläggningstryck och tipping kontrolleras.

3.3.2 Dimensioneringsförutsättningar

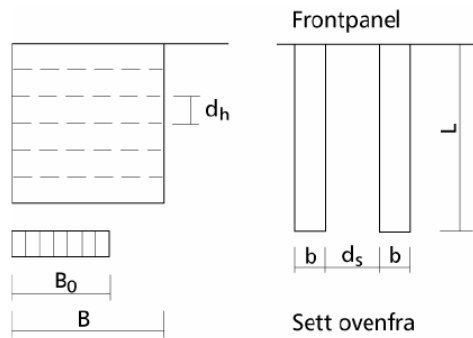
Dimensioneringsmetoden är tillämpbar för konstruktioner med komplex geometri och för olika lastsituationer. Dimensioneringsgången som beskrivs i detta kapitel är avsedd för enkel geometri med jämnt utbredd last och enkel geometri med linjelast.

För att den armerade stödkonstruktionen skall uppfylla funktionen ställs geometriska krav. Den totala bredden på det armerade blocket, B , är avståndet från fasaden till armerings ände. Det vertikala avståndet mellan armeringsnivåerna, d_h (jfr S_v), skall ligga inom intervallet $0,25\text{m} \leq d_h \leq 1,2\text{m}$ och villkoret nedan måste uppfyllas.

$$\frac{d_h}{B} \leq \frac{1}{3}$$

där

B = Armeringens bredd (sett från sidan)



Figur 3.6 Beteckningar över konstruktionens geometriska krav. Notera att B och L har samma betydelse här. Bilden är hämtad från VV (2006).

Det horisontella kantavståndet, d_s , mellan armeringsbanden skall uppfylla kravet nedan, se Figur 3.6 högra bilden.

$$\frac{d_s}{L} \leq \frac{1}{3}$$

där

L = Armeringens längd (sett ovanifrån)

För att brott inte skall uppkomma i tån på den permanenta stödkonstruktionen skall villkoret nedan uppfyllas.

$$\frac{B_0}{B} \geq \frac{1}{2}$$

där

B_0 = Den effektiva bredden

Den effektiva bredden beror på excentriciteten, e , vilken i sin tur bygger på hur stor den vertikala lasten är från den armerade muren och överlast, se kap2, stycke 2.7.4.3.

$$e = \frac{1}{2}(B - B_0)$$

(3.35)

3.3.3 Dimensioneringsgång

Dimensioneringen startar generellt med att först bestämma dimensionerande laster som verkar på konstruktionen och dimensionerande materialstyrka för jordmaterial och armering. Sedan bestäms jordtrycket som verkar på konstruktionen. Därefter utförs en överslagsberäkning på nödvändig armeringslängd. Denna armeringslängd används sedan för vidare beräkningar. Konstruktionen kontrolleras sedan med hänsyn till extern glidning, bärlighet, totalstabilitet (visas inte här) och inre stabilitet.

1. Jordtrycksberäkningar

Vid jordtrycksberäkningar används jordtryckscoeffcienten för aktivt jordtryck. Beroende på vilken geometri det är på konstruktionen som skall dimensioneras skiljer sig jordtryckscoeffcienterna åt. Båda coeffcienterna hämtas från diagram. Coeffcienten för aktivt jordtryck vid horisontell bakslänt benämns K_a och coeffcienten för aktivt jordtryck vid lutande bakslänt benämns $K_{\beta a}$

2. Dimensionerande materialstyrka på armeringen

Vid beräkning av dimensionerande hållfasthet i armeringen rekommenderas det att dokumenterade värden på karakteristisk långtidshållfasthet används, (t.ex. från produktblad). Faktorerna η_i tar hänsyn till krypning, installationsskador och biologisk och kemisk nedbrytning. För att ta hänsyn till materialets osäkerheter skall säkerhetsfaktorn γ_m tillsättas. Ett allmänt värde för geosyntetiska material är $\gamma_m = 1,4$.

Dimensionerande långtidshållfastheten på armeringen X_d beräknas enligt uttrycket:

$$X_d = \frac{\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot X_k}{\gamma_m} \quad (3.36)$$

där

- η_1 = Krypningfaktor bestäms beroende på vilket material armeringen består av
- η_2 = Installationsskadefaktor bestäms beroende på vilket fyllnadsmaterial som används
- η_3 = Kemisk och biologisk nedbrytning bestäms bl.a. beroende på jordens pH-värde
- γ_m = Partialfaktor för materialet på armeringen
- X_k = Karakteristisk långtidshållfasthet på armeringen

3. Överslagsberäkning av erforderlig armeringslängd

Denna beräkning tar hänsyn till eventuell lutning på fasaden samt eventuell lutande bakslänt

$$L = H \cdot [\tan(\alpha_f + \delta) - \tan \delta] + L_f \quad (3.37)$$

där

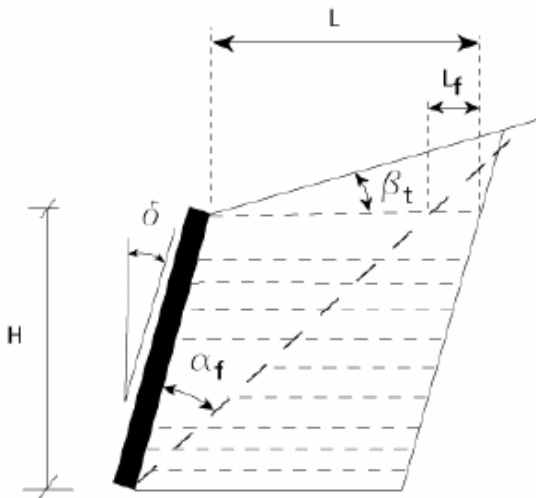
$$\alpha_f = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{\tan \beta_t}{\tan \rho} \right) \cdot (90 - \rho - \delta) \quad (3.38)$$

För konstruktioner med horisontell bakslänt ($\beta_t = 0$) och vertikal fasad ($\delta = 0$) blir formeln för den mest kritiska glidytan:

$$\alpha_f = 45 - \frac{\rho}{2} \quad (3.39)$$

- H = Stödkonstruktionens totala höjd
- α_f = Vinkeln mellan fasaden och den kritiska glidytan
- δ = Fasadens lutning
- L_f = Den minimala förankringslängden vid översta armeringslagret (minst 1m)
- β_t = Lutning på bakslänt
- ρ = Jordens dimensionerande friktionsvinkel

En beskrivning av ovan nämnda symboler finns i Figur 3.7.



Figur 3.7 Beskrivning av parametrar som används för överslagsberäkning av erforderlig armeringslängd.

4. Extern stabilitet (glidning)

Den armerade stödkonstruktionen skall kontrolleras mot glidning med formeln för råheten, r_b . Värdet för r_b skall kontrolleras mot kraven i VV (2006).

$$r_b = \frac{\text{Pådrivande}}{\text{Mothållande}} \quad (3.40)$$

där

$$Pådrivande = K_a \cdot \left(\frac{\gamma_d \cdot H^2}{2} + q_d \cdot H \right) + Q_{hd} \quad (3.41)$$

$$Mothålland e = (\gamma_d \cdot H \cdot L + q_d \cdot L) \cdot \alpha \cdot \tan \rho \quad (3.42)$$

K_a = Jordtryckskoefficienten för aktivt jordtryck

γ_d = Jordens dimensionerande tunghet

q_d = Dimensionerande överlast

Q_{hd} = Dimensionerande horisontell kraft

α = Samverkansfaktor mellan jord och armering

Om kravet för råheten r_b är känt kan erforderliga armeringslängden mot glidning L_{min} beräknas. Överlasten q_d , som sträcker sig bakom det armerade blocket, bör också kontrolleras som bidrag till det pådrivande horisontaltrycket men inte till friktionsmotstånd mot glidning. Det förutsätts att glidning sker i botten av muren och att friktion enbart sker på en sida av armeringen.

$$L_{min} = \frac{K_a \cdot \left(\frac{\gamma_d \cdot H^2}{2} + q_d \cdot H \right) + Q_{hd}}{(\gamma_d \cdot H \cdot q_d) \cdot r_b \cdot \alpha \cdot \tan \rho} \quad (3.43)$$

r_b = Råhet

5. Extern stabilitet (bärighet)

Eftersom den maximala spänningen, σ_{max} , vid botten av muren är känd från jordtrycksberäkningarna kan den erforderliga armeringslängden med avseende på bärighet räknas ut.

$$L_{min} = H \cdot \frac{K_a \cdot (\gamma_d \cdot H + 3 \cdot q_d)}{\sigma_{max} - \gamma_d \cdot H - q_d} \quad (3.44)$$

σ_{max} = Maximala vertikala spänningen vid botten av konstruktionen

6. Intern stabilitet (maximal horisontell dragkraft i respektive armeringslager)

Den totala horisontella lasten som verkar på alla armeringslager:

$$Q_{tot} = K_a \cdot \left(\gamma_d \cdot \frac{H^2}{2} + q_d \cdot H \right) + Q_{hd} \quad (3.45)$$

Överslagsberäkning på antalet armeringslager:

$$n = \frac{Q_{tot}}{X_d} \quad (3.46)$$

där

X_d = Armeringens dimensionerande draghållfasthet

Beräkning av det vertikala avståndet mellan armeringen, d_h , och den maximala dragkraften vid respektive armeringslager:

$$Q_{h,max} = K_a \cdot d_h \cdot (\gamma_d \cdot z + q_d) + \Delta Q_{hd} \quad (3.47)$$

där

ΔQ_{hd} = Den andelen av Q_{hd} som tas upp av respektive nivå z

Det vertikala avståndet mellan varje armeringslager, d_h , väljs ur praktisk synpunkt till samma men kan variera och minska med djupet p.g.a. lastspridningen.

$$d_h = \frac{X_d - \Delta Q_{hd}}{K_a \cdot (\gamma_d \cdot z + q_d)} \quad (3.48)$$

Kraften Q_{hd} som verkar vid toppen av muren, i terrängen, tas normalt upp av det översta armeringslagret och bidrar inte till horisontalkrafter i resterande armeringslager.

7. Intern stabilitet (kontroll av förankringslängd)

$$L_f = \frac{P_h}{2 \cdot \alpha \cdot \gamma_d \cdot z \cdot \tan \rho} \quad (3.49)$$

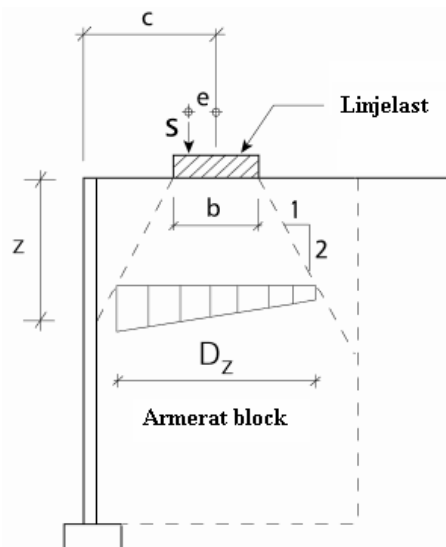
där

P_h = Jordtrycket respektive armeringslager skall ta upp

Dimensionering för enkel geometri och jämnt utbredd last är nu färdig.

8. Komplexa lastfall

I dimensioneringsgången för enkel geometri antogs glidytan gå från murens tå med vinkeln $(45 - \varphi_d/2)$ upp mot horisontalplanet (Rankine). Vid beräkning av linjelaster blir glidyterna annorlunda (Coulomb). Figur 3.8 nedan visar en armerad stödkonstruktion belastad med en linjelast.



Figur 3.8 Armerad stödkonstruktion med linjelast

I de fall där: $z \leq 2 \cdot c - b$ använd $D_z = z + b$

$$z > 2 \cdot c - b \quad \text{använd } D_z = c + \left(\frac{z + b}{2} \right)$$

där

z = Avståndet från fasadens överkant ned till respektive armeringslager

c = Avståndet från fasadens framkant till linjelastens centrumlinje

b = Linjelastens bredd

e = Excentricitet

Dragkraften för respektive armeringslager:

$$Q_{zs} = K_a \cdot d_h \cdot \frac{S}{D_z} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right) \quad (3.50)$$

där

S = Lasten som verkar på fundamentet

D_z = Avståndet som spänningen fördelas på vid respektive armeringsnivå

3.4 Teoretisk jämförelse av dimensioneringsmetoderna

Jämförelsen görs för dimensionering i brottgränstillstånd med avseende på tillämpningsområde, dimensioneringsgång och säkerhetstänkande.

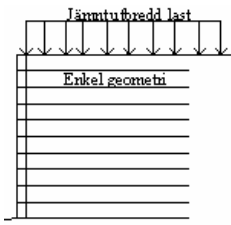
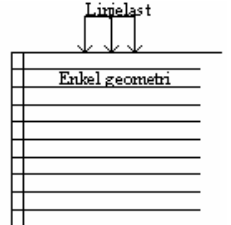
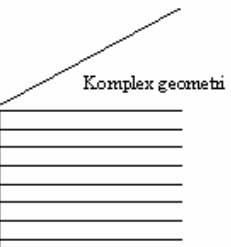
3.4.1 Tillämpningsområden för dimensioneringsmetoderna

Gemensamt för de tre beräkningsmetoderna är att de dimensioneringsmässigt är begränsade till konstruktioner med olika typer av geometri och lastfall. Den nordiska vägledningen är anpassad till stödkonstruktioner med enkel geometri och jämnt utbredd last eller helt utan last (enkel geometri och lastfall) och beskriver inte närmare dimensionering för komplexa geometrier och lastfall utan hänvisar till 'mer sofistikerade metoder', SGF (2004).

Dimensioneringsmetoden beskriven i BS (1995) är utformad så att den kan användas för komplexa geometrier och lastfall. I metoden används Coulomb's jordkilsanalys för dimensionering av komplexa geometrier lastfall.

Dimensioneringsmetoden beskriven i VV (2006) är även den utformad så att den går att använda för dimensionering av komplexa geometrier och lastfall. För dimensionering av konstruktioner med lutande bakslänt (komplex geometri) används en jordtryckskoefficient för aktivt jordtryck, anpassad för lutande bakslänt. I metoden belyses betydelsen av att undersöka potentiella glidytor med olika vinklar vid linjelast och punktlaster (komplext lastfall) men ingen beräkningsbeskrivning finns förklarad. Tabellen nedan visar en tillämpningsområde för respektive metod.

Tabell 3.1 Sammanfattning av de tre dimensioneringsmetodernas tillämpningsområden

	N.V. Rapport 2:2004	B.S. 8006:1995	V.V Håndbok 016
	Ja	Ja	ja
	Nej	Ja	Ja
	Nej	Ja	Ja

3.4.2 Övergripande jämförelser av dimensioneringsmetoderna

Dimensioneringsmetoderna beskrivna i SGF (2004) och VV (2006) bygger på att erforderliga armeringslängder bestäms med avseende på interna och externa belastningar. I BS (1995) däremot, antas en initial storlek på konstruktionen (initial längd på armeringen och inbördes avstånd mellan armeringslagren) för att sedan optimera konstruktionen.

I SGF (2004) utförs alla jordtrycksberäkningar med jordtryckskoefficienten K_a . Eftersom metoden endast behandlar enkel geometri med jämnt utbredd last antas den mest kritiska glidytan alltid uppkomma med vinkeln $45 - \varphi_d/2$ från fasaden räknat. Metoden tar ingen hänsyn till excentriciteten orsakad av de horisontella resulterande krafterna från jorden och av eventuell överlast. De brottmekanismer som behandlas i vägledningen är extern glidning, armeringsbrott och utdragning av armeringen. Bärighet och totalstabilitet behandlas inte närmare i dokumentet utan de hänvisar till traditionella beräkningsmetoder. Ingen kontroll av inbäddningsdjup utförs.

I BS (1995) utförs jordtrycksberäkningarna med jordtryckskoefficienten K_a (för enkel geometri och jämnt utbredd last) men utförs också enligt Coulomb's jordkilsanalys (komplex geometri och lastfall). Vid annat än enkel geometri och jämnt utbredd last analyseras flera potentiella glidytor vid olika nivåer i konstruktionen. Spänningsfördelning enligt Meyerhof tillämpas. De brottmekanismer som behandlas i brittisk standard är extern glidning, bärighet, tiltning, intern glidning, armeringsbrott och utdragning av armering. Kontroll av inbäddningsdjup utförs.

I VV (2006) utförs jordtryckberäkningarna med jordtryckskoefficienten K_a för konstruktioner med horisontell bakslänt. För konstruktioner med lutande bakslänt används en jordtryckskoefficient $K_{\beta a}$ för aktivt jordtryck som tar hänsyn till lutande bakslänt. I dimensioneringsmetoden kontrolleras endast en potentiell glidyta (för enkel geometri, $45-\varphi_d/2$ från fasaden) men påvisar att fler glidytor bör kontrolleras vid komplexa lastfall (linjelast och punktlast). Spänningsfördelning enligt Meyerhof tillämpas vid bärighetsberäkningar. De brottmekanismer som behandlas i VV (2006) är extern glidning, bärighet, armeringsbrott och utdragning av armering. Kontroll av inbäddningsdjup utförs inte.

En sammanfattning av övergripande jämförelser av dimensioneringsmetoderna redovisas i Tabell 3.2.

Tabell 3.2 Sammanfattning av övergripande skillnader mellan de tre dimensioneringsmetoderna

	N.V. Rapport 2:2004	B.S. 8006:1995	V.V Håndbok 016
Jordtrycksberäkning (kap 2.7.2 och 2.7.3)	Jordtrycksberäkningarna utförs med koefficienten för aktivt jordtryck (K_a)	Jordtrycksberäkningarna utförs med koefficienten för aktivt jordtryck (K_a) och enligt Coulomb's jordkilst teori	Jordtrycksberäkningarna utförs med koefficienten för aktivt jordtryck (K_a). Metoden är anpassad för horisontell & lutande bakslänt ($K_{\beta a}$).
Glidytor inom det armerade blocket (kap 2.7.2.1 och 2.7.3.1)	Endast glidytor med vinkeln ($45-\varphi_d/2$)	Obegränsat antal glidytor kan undersökas (jordkilsanalys)	Endast glidytor med vinkeln ($45-\varphi_d/2$). Ger ingen beskrivn. av kontroll med jordkilsanalys men påvisar att det bör göras vid komplexa lastfall
Meyerhof's spänningsfördelning (kap 2.7.4.3)	Nej	Ja	Ja (vid beräkning av bärrighet)
Externa brottmekanismer som behandlas (kap 2.6.4.1)	Glidning	Bärrighet Tiltning Glidning	Glidning Bärrighet
Interna brottmekanismer som behandlas (kap 2.6.4.2)	Armeringsbrott Utdragning	Armeringsbrott Utdragning Glidning	Armeringsbrott Utdragning
Kontroll av inbäddningsdjup (kap.2.8.2.2)	Nej	Ja	Nej

3.4.3 Jämförelser i säkerhetstänkande mellan dimensioneringsmetoderna

De tre dimensioneringsmetoderna tillämpar partialfaktorer för att skapa en säkerhetsmarginal mot de olika brottmekanismerna som uppkommer hos konstruktionen.

I SGF (2004) utgås det inte från definierade lastkombinationer utan en uppdelning görs med avseende på gynnsamma och ogynnsamma förhållanden. I de fall där onormala risker föreligger eller vid särskilt svåra grundförhållanden rekommenderar vägledningen att högre värden på lasternas partialfaktorer bör användas. För permanenta laster och egentyngder används det riktiga värdet och partialfaktorn sätts därför till 1,0.

I BS (1995) definieras två typer av lastkombinationer för dimensionering i brottgränstillstånd, se kap. 3.2.1. I Lastkombination A används hög partialfaktor på samtliga laster vilket ger de maximala värdena på armeringsspänningen och grundläggningstrycket. Kombination B tar hänsyn till de maximala värden på lasterna bakom det armerade blocket som ger horisontella påskjutande krafter (orsakande tippning och glidning) och ger de dimensionerande värdena för utdragning av armering. Partialfaktorerna som appliceras på armeringen varierar med armeringssort, se kap. 3.2.3, pkt 5.

VV (2006) har samma partialfaktorer som SGF (2004) på laster och egentyngder. Partialfaktorerna för material är dock olika för de två metoderna, VV (2006) har lägre faktorer för jordmaterialen och generellt högre värde på armeringsmaterialet.

En sammanställning av partialfaktorerna redovisas i Tabell 3.3 nedan.

Tabell 3.3 Sammanställning av partialfaktorer som används för de tre dimensioneringsmetoderna (brottgränstillstånd)

Partialfaktorer	N.V. Rapport 2:2004	B.S. 8006:1995 lastkombination A	B.S. 8006:1995 lastkombination B	V.V Håndbok 016
Perm. Last (över armerade blocket)	1	1,5	1	1
Perm. Last (bakom armerade blocket)	1	1,5	1,5	1
Var. Last (över armerade blocket)	1,3*	1,5	(-)	1,3*
Var. Last (bakom armerade blocket)	1,3*	1,5	1,5	1,3*
Jordens tunghet (inom eller ovan det armerade blocket)	1	1,5	1	1
Jordens tunghet (bakom det armerade blocket)	1	1,5	1,5	1
Friktionsvinkel	1,2	1,25	1,25	1,2
Kohesion vid effektivspänning	1,6	1,6	1,6	1,2
Odrän. Skjuvhållf.	1,5	1	1	1,3
Glidning (jord-jord)	(-)	1,2	1,2	(-)
Glidning (Armering-jord)	1,3	1,3	1,3	(-)
Utdragning	1,3	1,3	1,3	(-)
Material (armering)	1,3**	(***)	(***)	1,4*****
(-) = Inget värde (används ej)				
(*) = Variabel last skall inte tas med i gynsamma fall				
(**) = materialets hållf. skall reduceras ytterligare med hänsyn till installationsskador, miljö och krypning				
(***) = materialets hållf. skall reduceras med hänsyn till installationsskador, miljö, krypning och tillverkningsvariationer (osäkerheter i materialegenskap)				
(*****) = varierar mellan 1,3 och 1,6 beroende på skadekonsekvens och brotttyp (segt, neutralt eller sprött) materialets hållf. skall reduceras ytterligare med hänsyn till installationsskador, miljö och krypning				

4 Beräkningar och resultat

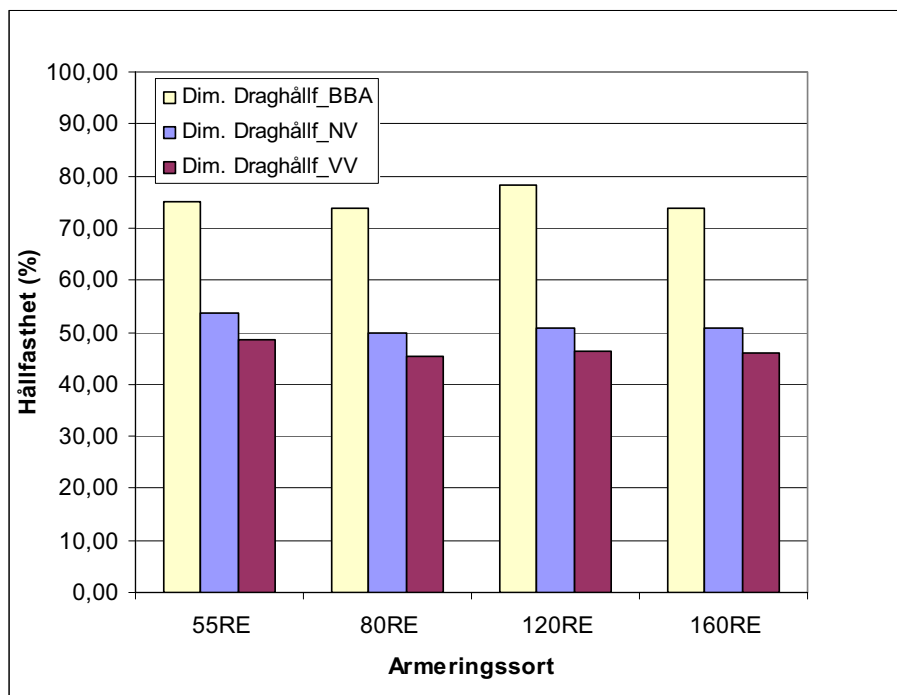
Samtliga beräkningar har utförts i beräkningsprogrammet Mathcad och är uppdelade i fem huvuddelar. Den första delen behandlar beräkningar och analyser av armeringens dimensionerande hållfasthet. Den andra delen består av att utföra beräkningar och analysera skillnader mellan traditionell jordtrycksberäkning med jordtrycks-koefficienten K_a och jordkilsanalys. Den tredje delen består av att utifrån beräkningar utförda på konstruktioner med enkel geometri belastad med jämnt utbredd last analysera skillnader mellan dimensioneringsmetoderna. Den fjärde delen består av att utföra beräkningar på konstruktioner med enkel geometri belastad med linjelast och därefter analysera skillnader mellan dimensioneringsmetoderna. Linjelasten representerar ett brostöd. Den femte och sista delen består av att utföra en optimerad dimensionering enligt samtliga dimensioneringsmetoder.

4.1 Armeringens dimensionerande hållfasthet

Armeringen som har använts vid undersökningen är tillverkad av Tensar International AB. För beräkning av armeringens dimensionerande hållfasthet enligt Brittisk standard används korrigeringsfaktorer framtagna av det oberoende certifieringsorganet British Board of Agrément (BBA). De nordiska metoderna ger förslag på värden på armeringens korrigeringsfaktorer och de baseras, till skillnad från BBA's metod, inte på specifika laboratorieresultat utan är mer generella och tillämpbara då laboratorieresultat inte finns att tillgå. De nordiska metoderna påpekar dock att det är att föredra korrigeringsfaktorer baserade på försöksresultat.

Dimensionerande hållfasthet har beräknats för de fyra armeringssorterna 55RE, 80RE, 120RE och 160RE. De karakteristiska värdena på långtidshållfastheten för respektive armeringssort är hämtade ur Tensar's produktblad. Dessa karakteristiska värden har sedan korrigerats med faktorerna för respektive dimensioneringsmetod.

Resultaten av beräkningarna av dimensionerande hållfasthet för de fyra olika armeringssorterna för respektive dimensioneringsmetod redovisas i Figur 4.1. Dimensionerande värden på hållfastheterna har jämförts med de karakteristiska värdena.



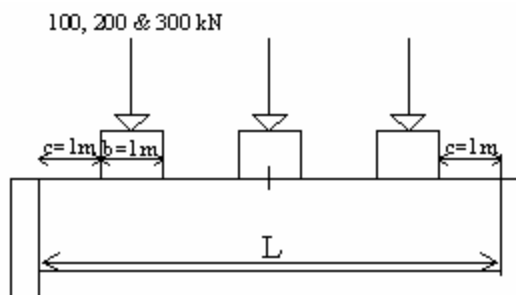
Figur 4.1 Jämförelse av fyra armeringssorters dimensionerande hållfasthet mot dess karakteristiska långtidshållfasthet för respektive beräkningsmetod.

Kommentar

Resultaten visar att beräkningarna enligt SGF (2004) och VV (2006) ger konservativa värden på den dimensionerande hållfastheten i jämförelse med BS (1995) (faktorer enligt BBA).

4.2 Skillnader mellan jordkilsanalys och traditionell jordtrycksberäkning

En analys har utförts för att undersöka hur jordkilsanalysen skiljer sig från de traditionella jordtrycksberäkningarna. Beräkningar har utförts på en 9m hög stödskonstruktion belastad av en linjelast (representerar ett brostöd). För de traditionella jordtrycksberäkningarna antas lasten spridas enligt 2:1-metoden. Undersökningen har bestått av att variera placering och storlek på linjelasten och därefter identifiera skillnader, se Figur 4.2. Beräkningarna utförs enligt metoden beskriven i BS (1995) och resultaten från jordkilsanalysen och de traditionella jordtrycksberäkningarna jämförs i diagram.

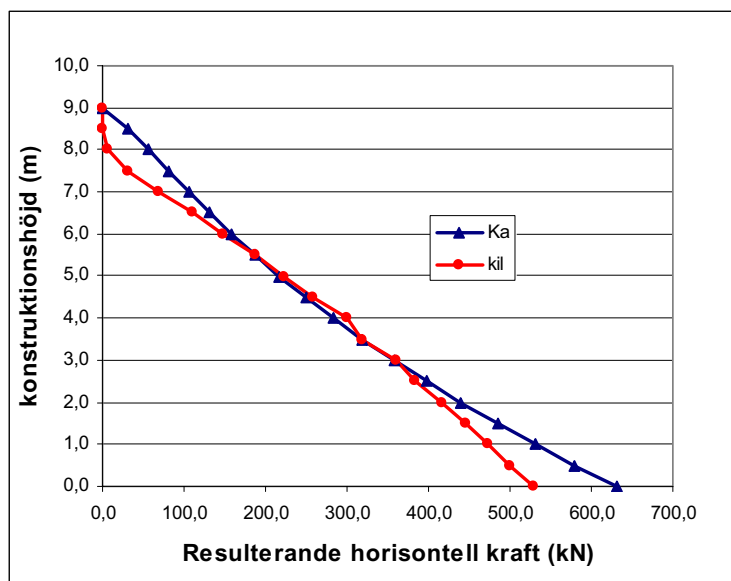


Figur 4.2 Variationer av linjelastens storlek och placering

4.2.1 Varierad placering av linjelasten

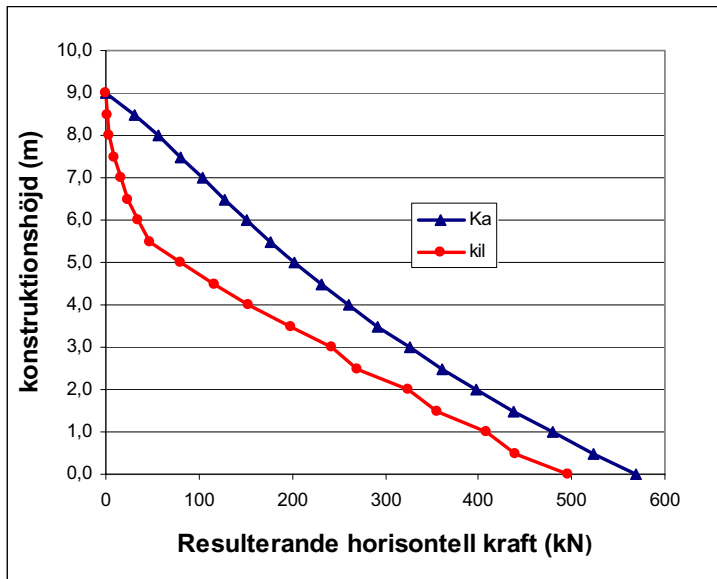
Beräkningarna har utförts så att linjelasten först har placerats 1m från fasaden, sedan centrerad på det armerade blocket och till sist placerats en meter från bakkanten av det armerade blocket. Lasten antas vara konstant med storleken 200 kN.

För en linjelast placerad 1m från fasaden blir den resulterande horisontella kraften, beräknat med jordkilsanalys, högre än den resulterande kraften från de traditionella jordtrycksberäkningarna mellan nivån 3-5,5m. Däremot erhålls den maximala kraften från de traditionella beräkningarna, se Figur 4.3.



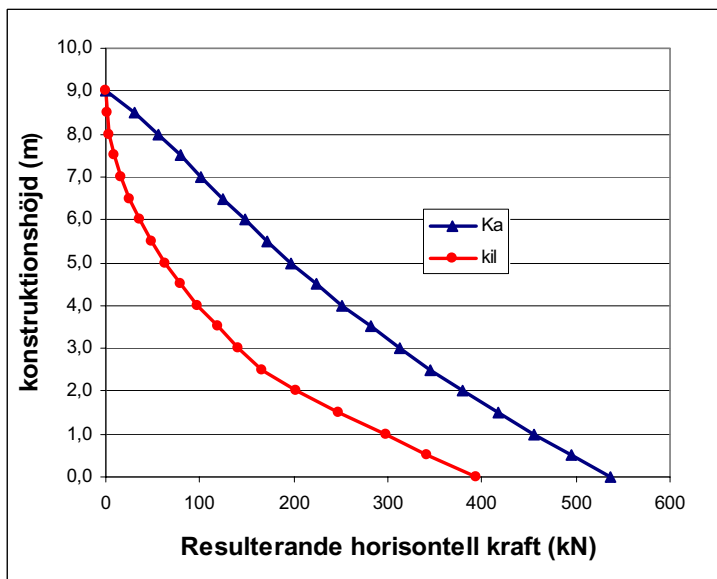
Figur 4.3 Jämförelse, jordkilsanalys mot traditionell jordtrycksberäkning (K_a) för linjelaster nära fasaden

För en linjelast placerad centrerad på det armerade blocket blir den resulterande horisontella kraften, beräknat med jordkilsanalys, lägre än den resulterande kraften från de traditionella jordtrycksberäkningarna genom hela konstruktionen, se Figur 4.4.



Figur 4.4 Jämförelse, jordkilsanalys mot traditionell jordtrycksberäkning (K_a) för linjelaster centrerade på det armerade blocket.

För en linjelast placerad 1m från bakkanten på det armerade blocket blir den resulterande horisontella kraften, beräknat med jordkilsanalys, lägre än den resulterande kraften från de traditionella jordtrycksberäkningarna genom hela konstruktionen, se Figur 4.5.

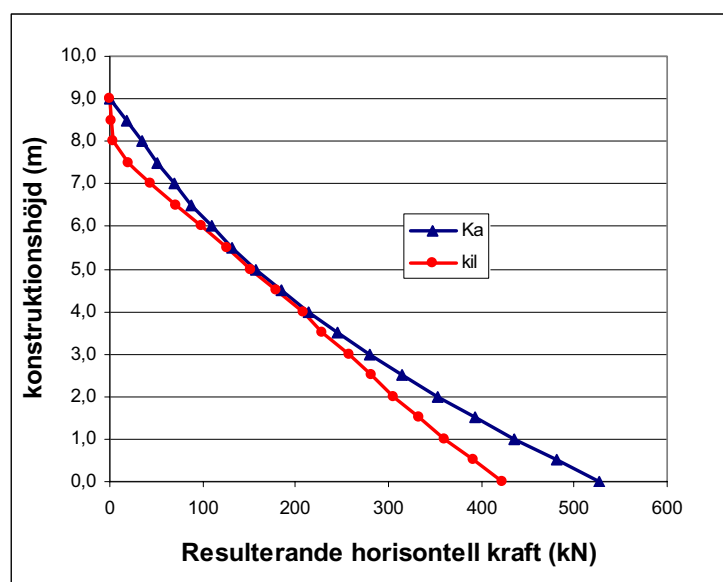


Figur 4.5 Jämförelse, jordkilsanalys mot traditionell jordtrycksberäkning (K_a) för linjelaster nära bakkanten av det armerade blocket.

4.2.2 Varierad storlek på lasten

Beräkningarna har utförts med en linjelast, placerad 1m från fasaden, med lasterna 100, 200 och 300 kN

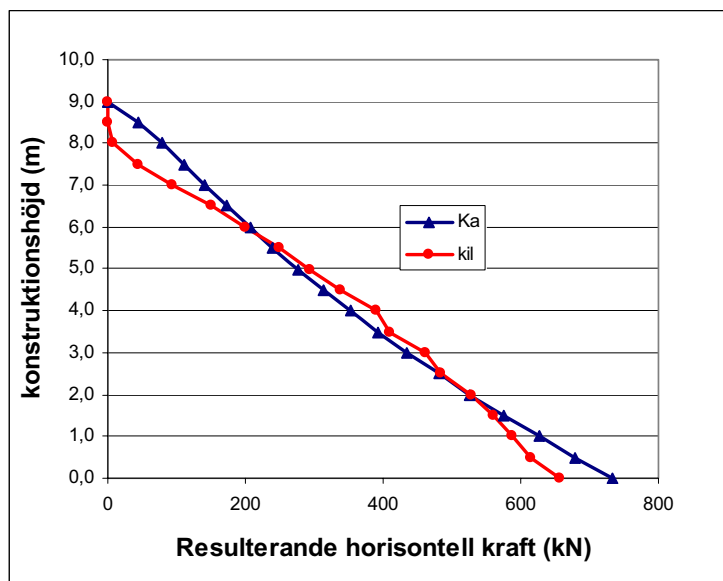
För en linjelast med storleken 100 kN blir de resulterande horisontella krafterna störst enligt traditionell jordtrycksberäkning. Detta gäller vid samtliga nivåer i konstruktionen, se Figur 4.6.



Figur 4.6 Jämförelse, jordkilsanalys mot traditionell jordtrycksberäkning (K_a) för linjelaster med storleken 100 kN placerad 1m från fasaden.

För en linjelast med storleken 200 kN blir den resulterande horisontella kraften, beräknat med jordkilsanalys, högre än den resulterande kraften från de traditionella jordtrycksberäkningarna mellan nivån 3-5,5m, se Figur 4.3.

För en linjelast med storleken 300 kN blir den resulterande horisontella kraften, beräknat med jordkilsanalys, högre än den resulterande kraften från de traditionella jordtrycksberäkningarna mellan nivån 2-6m, se Figur 4.7.



Figur 4.7 Jämförelse, jordkilsanalys mot traditionell jordtrycksberäkning (K_a) för linjelaster med storleken 300 kN placerad 1m från fasaden

Kommentar

För beräkningar där linjelasten var placerad nära fasaden gav Jordkilsanalysen högre resulterande horisontella krafter i den mellersta delen av konstruktionen. Resultaten från beräkningarna visade också att jordkilsanalysen gav lägre krafter ju längre bak lasten placerades. Differensen mellan de två beräkningsmetoderna ökade ju längre bak linjelasten placerades.

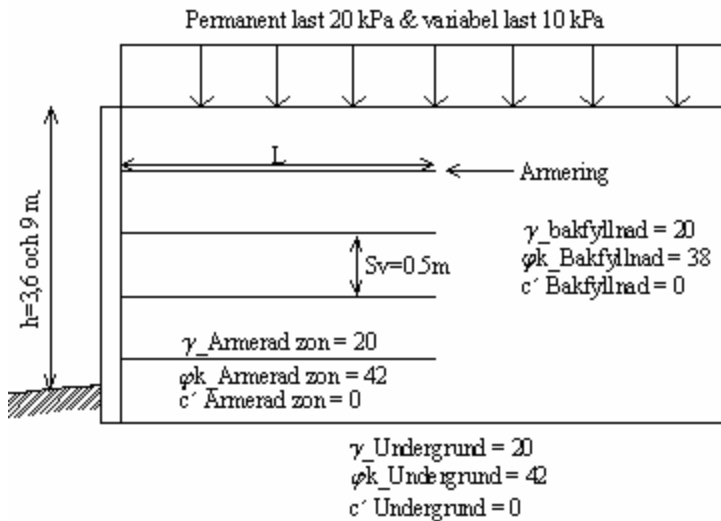
Förhållandet mellan beräkningsresultaten från jordkilsanalysen och den traditionella jordtrycksberäkningen visade sig variera beroende på linjelastens storlek.

4.3 Enkel geometri med jämnt utbredd last

Beräkningar för konstruktioner med enkel geometri och jämnt utbredd last är indelade i två huvudanalyser. I den första analysen görs beräkning för de tre dimensioneringsmetoderna med identiska partialfaktorer. I den andra analysen används respektive metods rekommenderade partialfaktorer.

4.3.1 Beräkningsförutsättningar

Beräkningarna för enkel geometri och jämnt utbredd last utförs med beräkningsförutsättningarna som redovisas i Figur 4.8. Konstruktioner med höjderna 3, 6 och 9 m har kontrollerats.



Figur 4.8 Beräkningsförutsättningar för dimensionering av enkel geometri och jämnt utbredd last enligt SGF (2004), BS (1995) och VV (2006).

Korrigeringsfaktorerna på armeringen är enligt BBA för samtliga dimensioneringsmetoder. Samverkansfaktor för friktionen mellan jorden och armeringen (α) har tilldelats värdet 0,9 i samtliga dimensioneringsmetoder. Konstruktionen består av ren friktionsjord som antas vara helt dränerande, d.v.s. helt fri från portryck. Fasaden antas inte medverka till konstruktionens stabilitet. Armeringens längd antas vara konstant och av samma sort genom hela konstruktionen för samtliga beräkningar

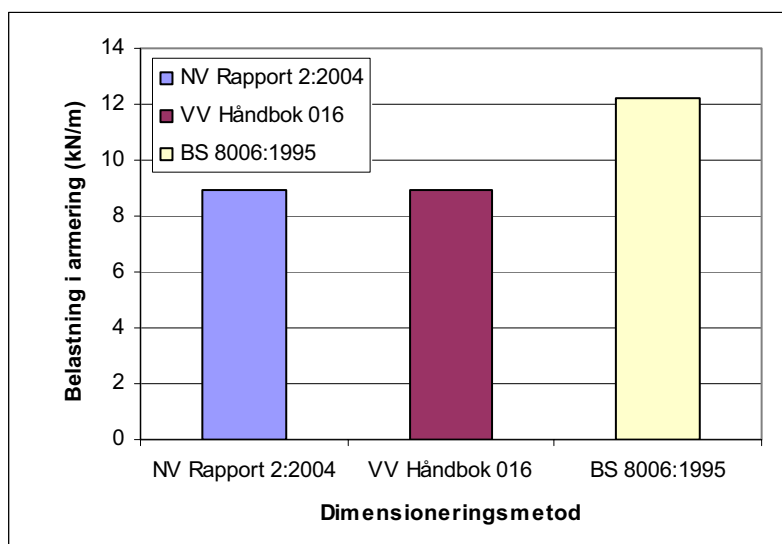
4.3.2 Beräkningar med identiska partialfaktorer

Beräkningarna har utförts på en jordarmerad stödskonstruktion med höjden 3 m. Beräkningar har utförts med identiska partialfaktorer inklusive de korrigeringsfaktorer som har applicerats på armeringen. Samtliga partialfaktorer har tilldelats värdet 1,0 och korrigeringsfaktorerna är enligt BBA. Beräkningarna har omfattat alla tre dimensioneringsmetoder och syftet med denna analys är att identifiera eventuella

skillnader i beräkningsresultaten utan inverkan av partialfaktorer. Anledningen till att beräkningar endast har utförts på höjden 3m är att förhållandena mellan resultaten inte är beroende av konstruktionens höjd. Med anledning av de tre olika dimensioneringsmetodernas uppbyggnad kan endast direkta jämförelser för samtliga metoderna utföras på beräkningen av den maximala belastningen i armeringen. Utöver detta kan jämförelse utföras mellan SGF (2004) och VV (2006) för beräkning av erforderliga armeringslängder. BS (1995) kan dock inte inkluderas i den senare jämförelsen p.g.a. att metoden utgår från att initiala längder väljs och alltså inte beräknas fram.

4.3.2.1 Maximal belastning i armeringsnät (dragkrafter som utvecklas i näten)

Enkel geometri med jämnt utbredd last ger alltid den största belastningen på nedersta armeringslagret. Beräkning där samtliga partialfaktorer ges värdet 1,0 i SGF (2004) ger en maximal belastning på 8,92 kN på nedersta armeringsnätet. Beräkning enligt BS (1995) ger en belastning på 12,22 kN. Beräkning enligt VV (2006) gav samma maximalbelastning på armeringen vid nedersta som vid beräkning enligt SGF (2004). Dragkrafterna som utvecklas i det nedersta armeringsnätet för de tre metoderna redovisas i Figur 4.9.



Figur 4.9 Maximala belastningen i det nedersta armeringsnätet för de tre metoderna.

4.3.2.2 Erforderlig armeringslängd

Dimensioneringen enligt SGF (2004) och VV (2006) gav exakt samma erforderliga armeringslängd. BS (1995) involveras inte i jämförelsen då metoden bygger på att en initial längd på armeringen ($0,7*H$) väljs.

Kommentar

Den brittiska dimensioneringsmetoden gav den största dragkraften i det nedersta armeringsnätet. Detta beror på att metoden i BS använder Meyerhof's spänningsfördelning. Om spänningen däremot hade fördelats på hela längden skulle belastningen på det nedersta nätet att bli identiskt med resultatet från SGF (2004).

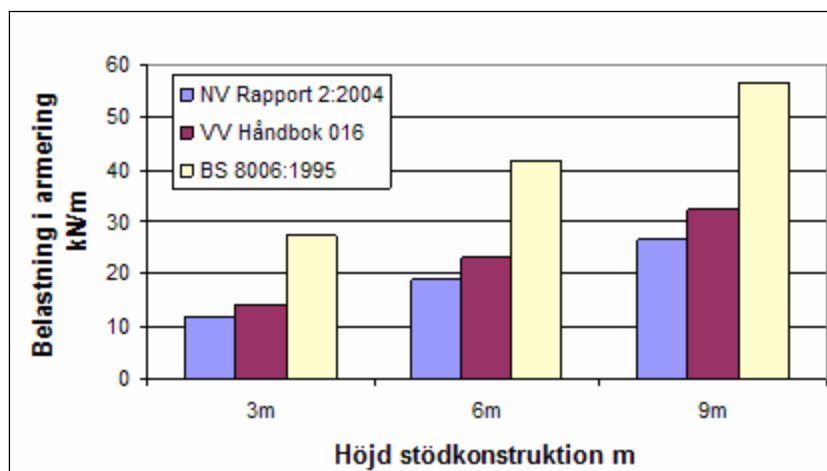
Dimensioneringen enligt de två nordiska metoderna gav samma erforderliga armeringslängder då identiska partialfaktorer användes.

4.3.3 Beräkningar med skilda partialfaktorer

Beräkningarna har utförts på stödkonstruktioner med höjderna 3, 6 och 9m med partialfaktorer enligt Tabell 3.3, kap. 3.4.3. Korrigeringsfaktorerna som appliceras på armeringen är i enlighet med BBA's rekommendationer för samtliga beräkningar. Jämförelsen syftar till att identifiera partialfaktorernas betydelse för slutresultatet av respektive dimensioneringsmetod. Eftersom dimensioneringsmetoderna beskrivna i SGF (2004) och VV (2006) ger resultat i form av erforderliga armeringslängder kan en direkt jämförelse mellan dem utföras i detta avseende. Dimensioneringsmetoden beskriven i BS (1995) ger resultat i form av säkerhetsfaktorer där tillfredställande säkerhet är 1,0 eller större. En direkt jämförelse mellan de två nordiska metoderna och BS (1995) är därför inte genomförbar. Istället har de framräknade armeringslängderna från de nordiska metoderna använts som initial längd i BS (1995) varefter en konsekvensanalys har genomförts. Kontroll av maximal belastning i armeringen utförs i samtliga dimensioneringsmetoder och kan därför jämföras direkt.

4.3.3.1 Maximal belastning i armeringsnät (dragkrafter som utvecklas i näten)

En jämförelse av den maximala belastningen i armeringen har gjorts mellan samtliga dimensioneringsmetoder, se Figur 4.10. Den största belastningen uppkommer i nedersta nätet för samtliga beräkningar. Beräkningar enligt SGF (2004) ger den lägsta belastningen i armeringen, något högre värden fås vid beräkningar enligt VV (2006) och den metoden som gav de högsta värdena var BS (1995).



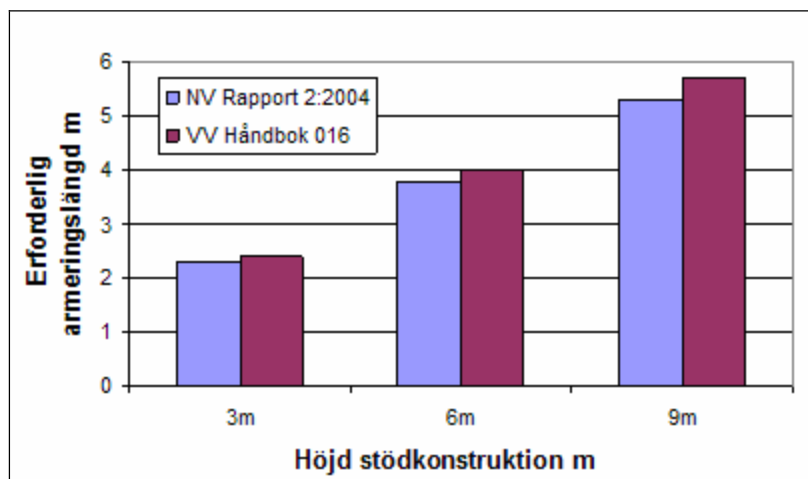
Figur 4.10 Maximala belastningen i armeringen i konstruktioner med höjderna 3,6 och 9m enligt samtliga dimensioneringsmetoder.

Kommentar

Anledningen till att resultaten ser ut på följande sätt är skillnader i partialfaktoreernas storlek och att den brittiska metoden använder Meyerhof's spänningsfördelning.

4.3.3.2 Erforderlig armeringslängd enligt SGF (2004) och VV (2006)

En jämförelse av beräknad erforderlig armeringslängd enligt SGF (2004) och VV (2006) har utförts. Resultaten visar att den norska metoden gav något längre erforderlig armering, se Figur 4.11.



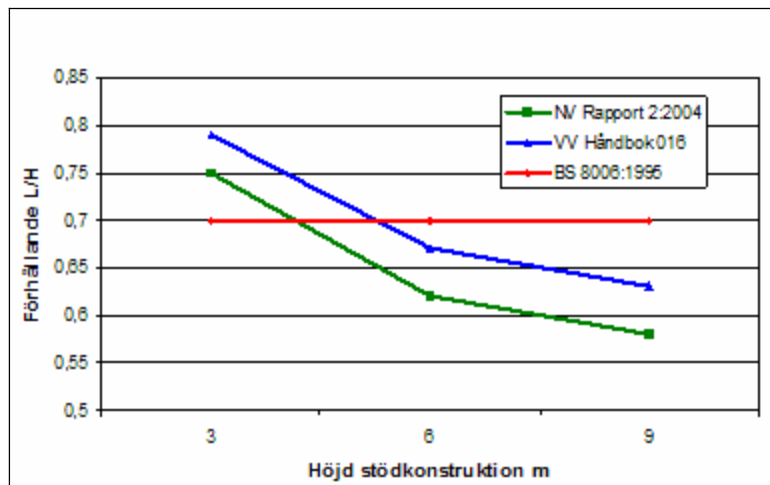
Figur 4.11 Erforderliga armeringslängder enligt SGF (2004) och VV (2006).

Kommentar

Anledningen till att armeringslängderna är större vid dimensionering enligt VV (2006) i jämförelse med SGF (2004) är skillnader i partialfaktorer.

4.3.3.3 Jämförelse av förhållandet L/H

I den brittiska dimensioneringsmetoden utgår beräkningarna från en initial längd på armeringen enligt förhållandet $L = 0,7H$. Den nordiska vägledningen och den norska metodens framräknade erforderliga armeringslängder har uttryckts enligt samma princip, förhållandet L/H , för att sedan jämföras med det initiala förhållandet enligt brittiska metoden, d.v.s. $L/H = 0,7$. Beräkningarna visar att de två nordiska metoderna ger högre L/H -kvot för lägre konstruktioner för att sedan minska för högre konstruktioner. Resultaten från beräkningarna finns redovisade i Figur 4.12. Att de erforderliga armeringslängderna i de två nordiska metoderna skiljer sig åt beror av att VV (2006) använder högre partialfaktor på den karakteristiska friktionsvinkeln.



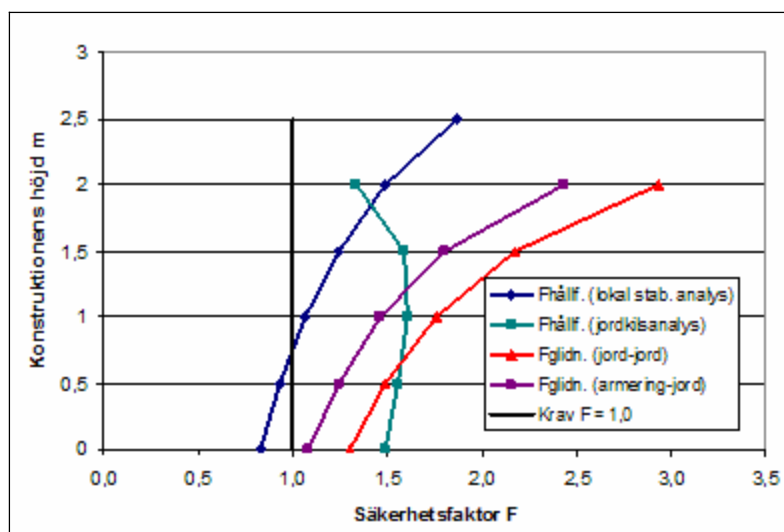
Figur 4.12 Förhållandet L/H för höjderna 3, 6 och 9m enligt samtliga dimensioneringsmetoder.

4.3.3.4 Konsekvensanalys

En konsekvensanalys har utförts i BS (1995) med utgångspunkt från framräknade armeringslängder och erforderliga armeringskvalitéer enligt SGF (2004) och VV (2006). Analysen har utförts på höjderna 3, 6 och 9m där respektive metods rekommenderade värden på partialfaktorer har används. Dock har identiska korrigeringsfaktorer på armeringen använts för samtliga dimensioneringsmetoder (enligt BBA). Analysen har utförts så att säkerhetsfaktorer med avseende på interna brottmekanismer har kontrollerats mot kravet ($F_s > 1,0$). Då brottmekanismen ”utdragning” gav höga säkerheter har detta inte redovisats i resultaten.

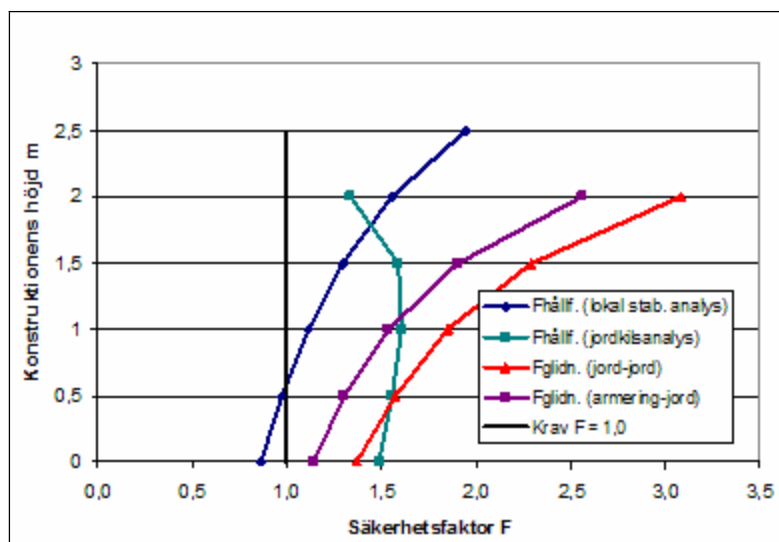
Konsekvensanalysen i BS (1995) med utgångspunkt från SGF (2004) för en 3m hög stödkonstruktion gav att säkerheten med avseende på armeringens hållfasthet vid

lokal stabilitetsanalys inte var tillfredställande. Hållfastheten underskreds i konstruktionens lägre regioner, se Figur 4.13.



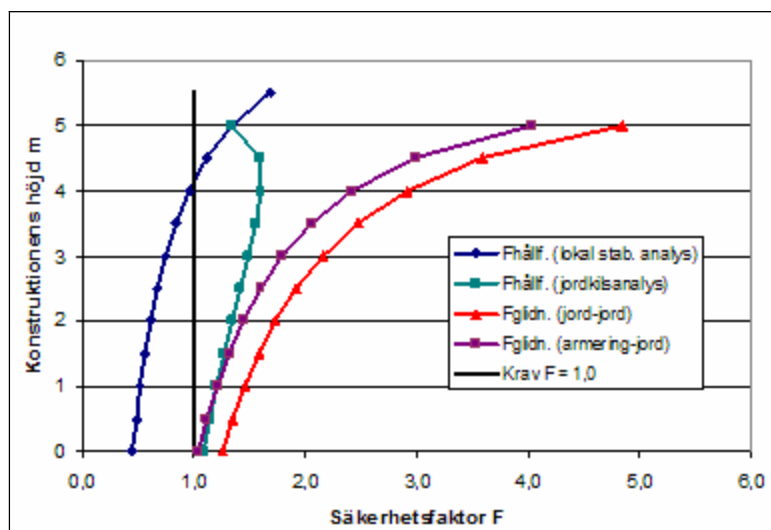
Figur 4.13 Konsekvensanalys för en 3m hög stödskonstruktion i BS (1995) med utgångspunkt från SGF (2004).

Konsekvensanalysen i BS (1995) med utgångspunkt från VV (2006) för en 3m hög stödskonstruktion gav att säkerheten med avseende på armeringens hållfasthet vid lokal stabilitetsanalys inte var tillfredställande. Hållfastheten underskreds i konstruktionens lägre regioner, se Figur 4.14.



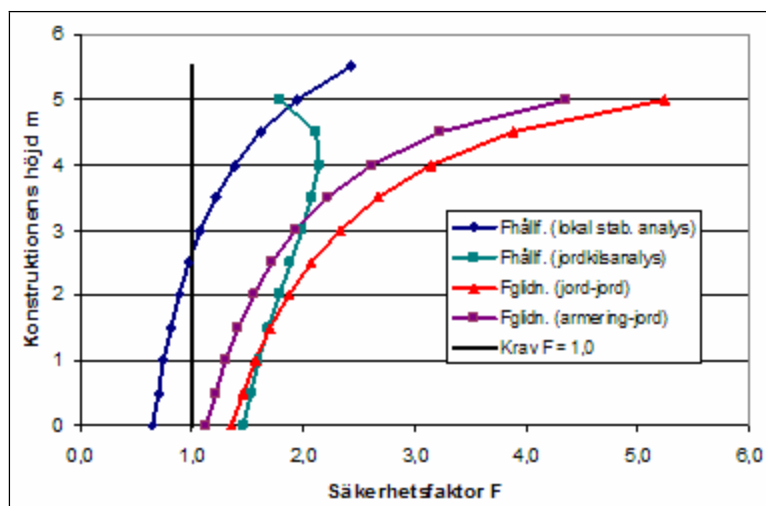
Figur 4.14 Konsekvensanalys för en 3m hög stödskonstruktion i BS (1995) med utgångspunkt från VV (2006).

Konsekvensanalysen i BS (1995) med utgångspunkt från SGF (2004) för en 6m hög stödskonstruktion gav att säkerheten med avseende på armeringens hållfasthet vid lokal stabilitetsanalys inte var tillfredställande. Hållfastheten underskreds i större delen av konstruktionen. Säkerheten mot glidning ”armering-jord” och hållfastheten från jordkilsanalysen närmade sig $F_s > 1,0$ men klarar kravet, se Figur 4.15.



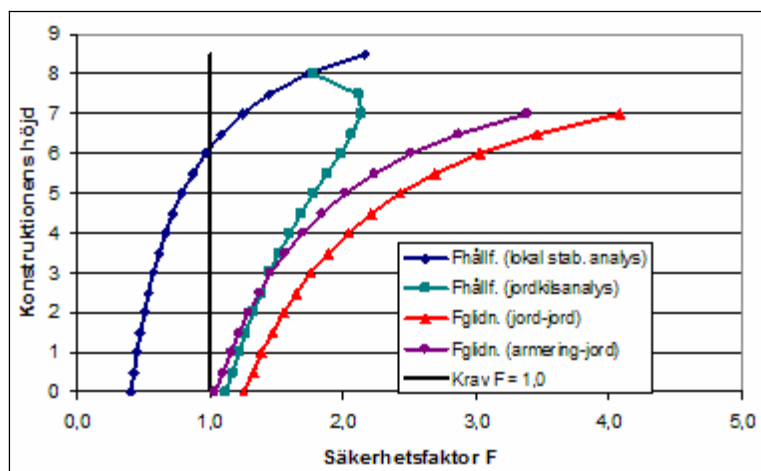
Figur 4.15 Konsekvensanalys för en 6m hög stödkonstruktion i BS (1995) med utgångspunkt från SGF (2004).

Konsekvensanalysen i BS (1995) med utgångspunkt från VV (2006) för en 6m hög stödkonstruktion gav att säkerheten med avseende på armeringens hållfasthet vid lokal stabilitetsanalys inte var tillfredsställande. Hållfastheten underskreds i den nedre halvan av konstruktionen. Säkerheten mot glidning ”armering-jord” närmade sig $F_s > 1,0$ men klarar kravet, se Figur 4.16.



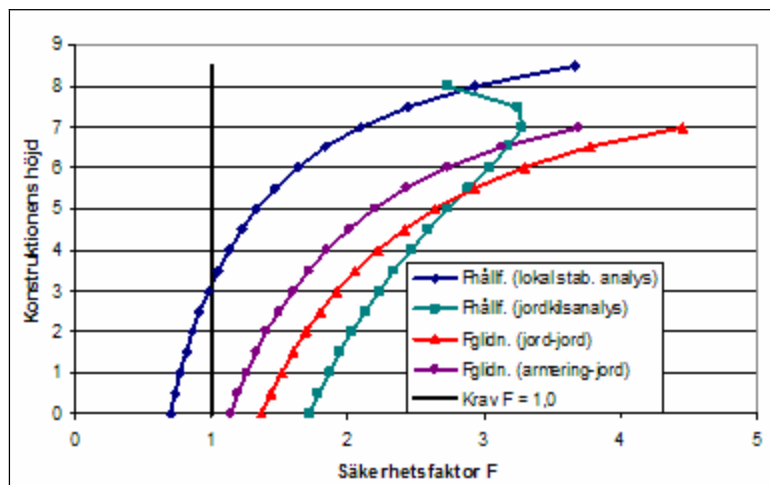
Figur 4.16 Konsekvensanalys för en 6m hög stödkonstruktion i BS (1995) med utgångspunkt från VV (2006).

Konsekvensanalysen i BS (1995) med utgångspunkt från SGF (2004) för en 9m hög stödkonstruktion gav att säkerheten med avseende på armeringens hållfasthet vid lokal stabilitetsanalys inte var tillfredsställande. Hållfastheten underskreds i större delen av konstruktionen och det minsta värdet på säkerheten var $<0,5$. Säkerheten mot glidning ”armering-jord” och hållfastheten från jordkilsanalysen närmade sig $F_s > 1,0$ men klarar kravet, se Figur 4.17.



Figur 4.17 Konsekvensanalys för en 9m hög stödskonstruktion i BS (1995) med utgångspunkt från SGF (2004).

Konsekvensanalysen i BS (1995) med utgångspunkt från VV (2006) för en 9m hög stödskonstruktion gav att säkerheten med avseende på armeringens hållfasthet vid lokal stabilitetsanalys inte var tillfredsställande. Hållfastheten underskreds i den nedre halvan av konstruktionen, se Figur 4.18.



Figur 4.18 Konsekvensanalys för en 9m hög stödskonstruktion i BS (1995) med utgångspunkt från VV (2006).

Kommentar

Konsekvensanalysen gav att den lokala stabiliteten med avseende på armeringens hållfasthet inte uppnådde tillräcklig säkerhet oavsett höjd på konstruktionen och oberoende av vilken dimensioneringsmetod som kontrollerades. Detta beror av spänningsfördelning enligt Meyerhof i den brittiska metoden.

Skillnader mellan SGF (2004) och VV (2006) beror av tillämpning av olika partialfaktorer och de beräknade erforderliga armeringskvalitéerna.

Att dimensioneringen enligt SGF (2004) och VV (2006) inte gav tillräcklig säkerhet när detta kontrollerades i BS (1995) beror av olika tillämpning av partialfaktorer.

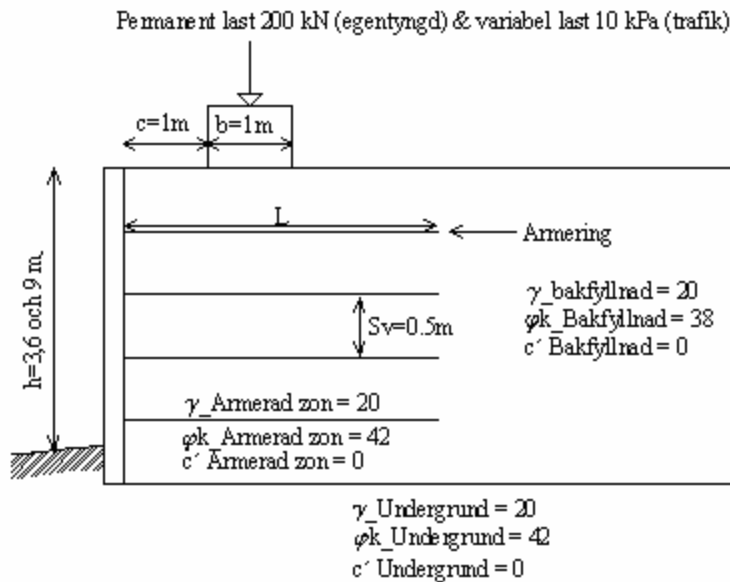
Mekanismen glidning ”armering-jord” gav de näst lägsta säkerhetsfaktorena i samtliga analyser men uppfyllde dock kravet på $F_s > 1,0$.

4.4 Enkel geometri med linjelast

Vid beräkning på stödkonstruktioner med komplexa laster (linjelast) har en jämförelse utförts mellan VV (2006) och BS (1995). Beräkningarna är indelade i två delar där den första delen omfattar beräkningar med identiska partialfaktorer. I den andra delen används respektive metods rekommenderade partialfaktorer.

4.4.1 Beräkningsförutsättningar

Beräkningarna för enkel geometri med linjelast utförs enligt förutsättningarna beskrivna i Figur 4.19. Beräkningarna har utförts på konstruktioner med höjderna 3, 6 och 9 m.



Figur 4.19 Beräkningsförutsättningar för dimensionering av enkel geometri med linjelast enligt BS (1995) och VV (2006).

Korrigeringsfaktorerna på armeringen är enligt BBA för samtliga dimensioneringsmetoder. Samverkansfaktor för friktionen mellan jorden och armeringen (α) har tilldelats värdet 0,9 i samtliga dimensioneringsmetoder. Konstruktionen består av ren friktionsjord som antas vara helt dränerande. Fasaden antas inte medverka till konstruktionens stabilitet. Armeringens längd antas vara konstant och av samma sort genom hela konstruktionen för samtliga beräkningar

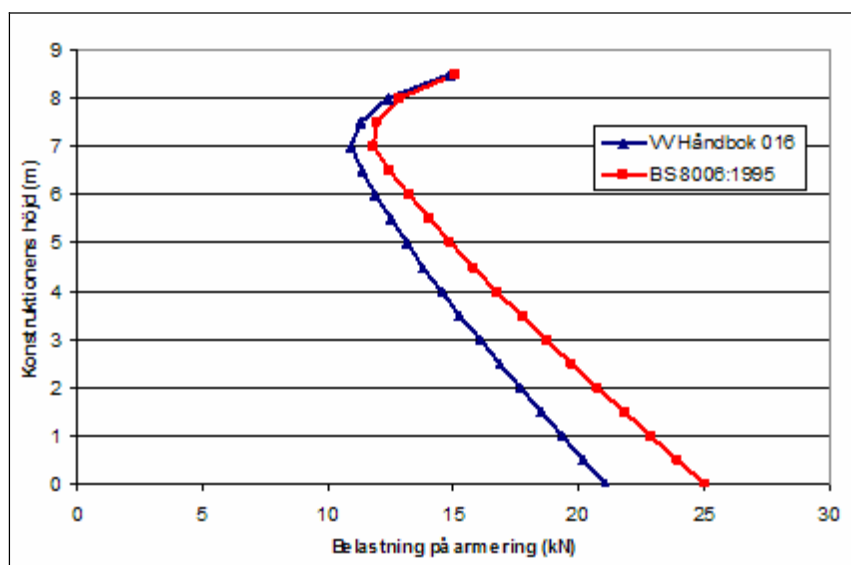
4.4.2 Beräkningar med identiska partialfaktorer

Beräkningar har utförts på en 9 m hög stödkonstruktion med identiska partialfaktorer. Samtliga partialfaktorer har tilldelats värdet 1,0. Syftet med denna analys var att identifiera eventuella skillnader i beräkningsresultaten utan inverkan av partialfaktorer. Beräkningarna har utförts enligt dimensioneringsmetoderna i BS (1995) och

VV (2006). En jämförelse har sedan utförts där skillnader i utvecklade dragkrafter i armeringen har undersökts.

4.4.2.1 Belastning i armeringsnäten (dragkrafter som utvecklas i näten)

Dragkrafterna som utvecklas i respektive armeringsnät då identiska partialfaktorer används skiljer sig inte nämnvärt åt i det översta nätet. I nedersta nätet är skillnaden däremot större, se Figur 4.20.



Figur 4.20 Dragkrafter i armeringsnäten vid samtliga nivåer med identiska partialfaktorer från beräkningar utförda enligt BS (1995) och VV (2006).

Kommentar

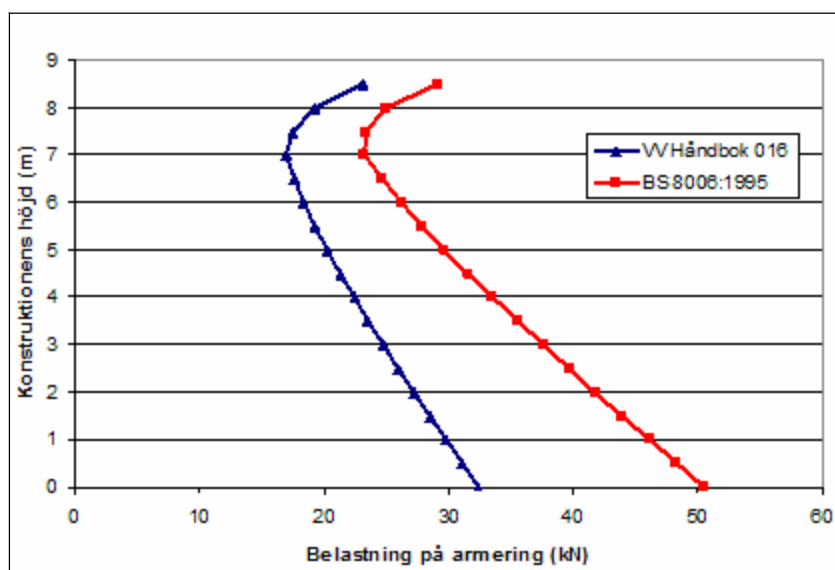
Den enda anledningen till att kurvorna skiljer sig åt är att den brittiska metoden använder Meyerhof's spänningsfördelning, vilket ger större dragkrafter i näten.

4.4.3 Beräkningar med skilda partialfaktorer

Beräkningarna har utförts på stödkonstruktioner med höjderna 3,6 och 9m med partialfaktorer enligt Tabell 3.3 i kap 3.4.3. Korrigeringsfaktorerna som appliceras på armeringen är i enlighet med BBA's rekommendationer för samtliga beräkningar. Jämförelsen syftar till att identifiera partialfaktorernas betydelse för slutresultatet av dimensionering enligt BS (1995) och VV (2006). För konstruktioner med enkel geometri med linjelast har tre analyser genomförts varav den första innefattar en jämförelse av dragkrafterna som utvecklas i armeringen vid samtliga nivåer. I den andra analysen har en jämförelse utförts på förhållandet L/H . Den brittiska metodens initiala armeringslängd jämförs mot den beräknade erforderliga armeringslängden enligt norsk metod. Den tredje och sista analysen består av en konsekvensanalys där de framräknade armeringslängderna och de erforderliga armeringskvalitéerna från metoden i VV (2006) har använts som indata vid beräkning i BS (1995).

4.4.3.1 Belastning i armeringsnät (dragkrafter som utvecklas i näten)

Dragkrafterna som utvecklas i respektive armeringsnät då respektive metods partialfaktorer används skiljer åt genom hela konstruktionen. Beräkningarna enligt BS (1995) gav högre belastning på näten genom hela konstruktionen, se Figur 4.21.



Figur 4.21 Dragkrafter i armeringsnäten vid samtliga nivåer med respektive metods partialfaktorer för beräkningar utförda enligt BS (1995) och VV (2006).

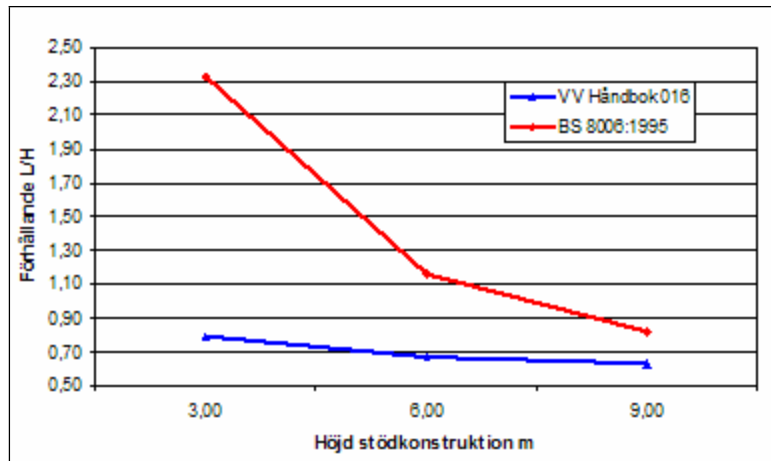
Kommentar

Anledningarna till att kurvorna skiljer sig är att partialfaktorerna är olika för de båda dimensioneringsmetoderna samt att den brittiska metoden använder Meyerhof's spänningsfördelning.

4.4.3.2 Jämförelse av förhållandet L/H

Den initiala längden på armeringsnäten rekommenderas enligt BS (1995), för linjelasten (brostöd), vara det största värdet av $(0,6H + 2m)$ eller $7m$. Den initiala längden på armeringen enligt BS, uttryckt i förhållandet L/H , har jämförts mot den beräknade erforderliga armeringslängden enligt VV (2006).

För denna typen av konstruktioner med höjderna 3, 6 och 9m är den initiala längden på armeringen enligt BS (1995) större än vad den beräknade erforderliga armeringslängden enligt VV (2006) var, se Figur 4.22.

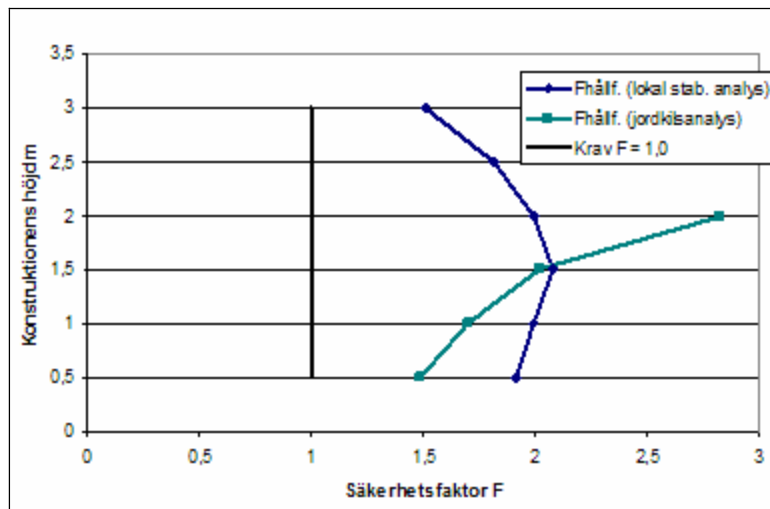


Figur 4.22 Förhållandet L/H för höjderna 3,6 och 9m enligt BS (1995) och VV (2006).

4.4.3.3 Konsekvensanalys

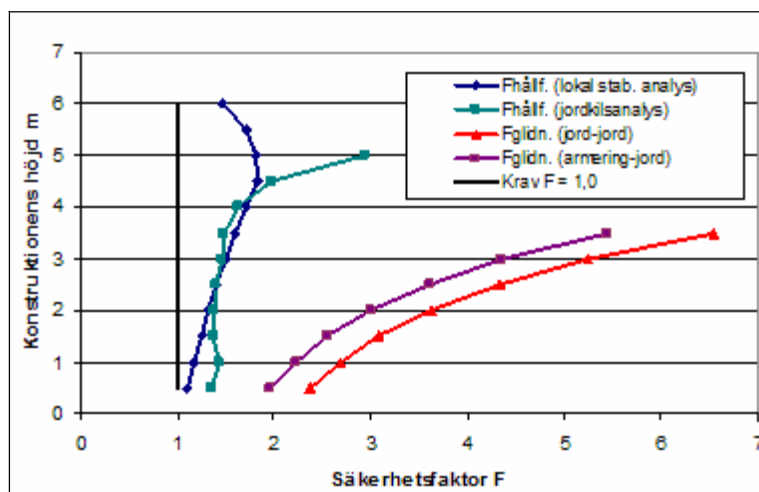
En konsekvensanalys har utförts i BS (1995) med utgångspunkt från framräknade armeringslängder och erforderliga armeringskvaliteter enligt VV (2006). Analysen har utförts på höjderna 3, 6 och 9m där respektive metods rekommenderade värden på partialfaktorer har använts. Dock har identiska korrigeringsfaktorer på armeringen använts för samtliga dimensioneringsmetoder (enligt BBA). Analysen har utförts så att säkerhetsfaktorer med avseende på interna brottmekanismer har kontrollerats mot kravet ($F_s > 1,0$). Då linjelasten är placerad på det armerade blocket och ingen överlast belastar konstruktionen bakom det armerade blocket blir säkerheten mot glidning relativt hög. Brottmekanismen "utdragning" gav höga säkerheter och har därför inte redovisats i resultaten.

Konsekvensanalysen i BS (1995) med utgångspunkt från VV (2006) för en 3m hög stödkonstruktion gav att säkerheten med avseende på samtliga brottmekanismer var tillräcklig. Säkerhetsfaktorn med avseende på armeringens hållfasthet gav de lägsta säkerheterna se Figur 4.23.



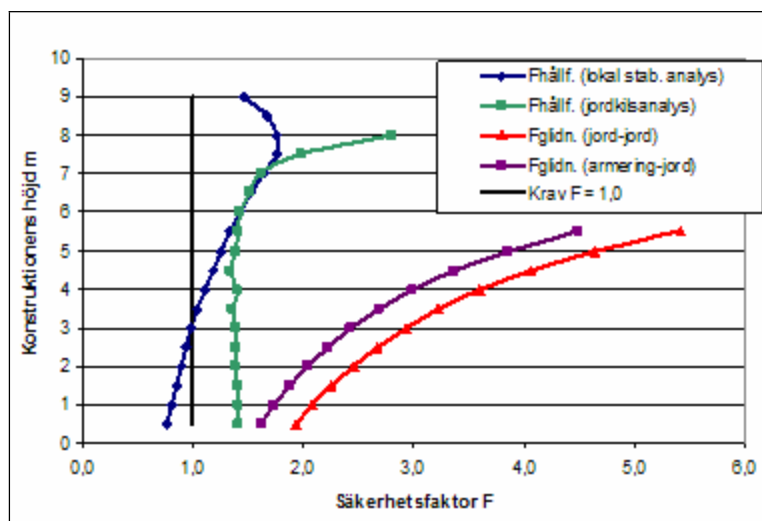
Figur 4.23 Konsekvensanalys för en 3m hög stödkonstruktion i BS (1995) med utgångspunkt från VV (2006).

Konsekvensanalysen i BS (1995) med utgångspunkt från VV (2006) för en 6m hög stödkonstruktion gav att säkerheten med avseende på samtliga brottmekanismer var tillräcklig. Säkerhetsfaktorn med avseende på armeringens hållfasthet gav de lägsta säkerheterna se Figur 4.24



Figur 4.24 Konsekvensanalys för en 6m hög stödkonstruktion i BS (1995) med utgångspunkt från VV (2006).

Konsekvensanalysen i BS (1995) med utgångspunkt från VV (2006) för en 9m hög stödkonstruktion gav att säkerheten med avseende på armeringens hållfasthet vid lokal stabilitetsanalys inte var tillfredställande. Hållfastheten underskreds i de nedre delarna av konstruktionen, se Figur 4.25.



Figur 4.25 Konsekvensanalys för en 9m hög stödkonstruktion i BS (1995) med utgångspunkt från VV (2006).

Kommentar

Konsekvensanalysen gav att den lokala stabiliteten med avseende på armeringens hållfasthet inte uppnådde tillräcklig säkerhet för konstruktioner med höjden 9m. Konstruktioner med höjderna 3 och 6m uppnådde dock kravet. Att dimensioneringen enligt VV (2006) inte gav tillräcklig säkerhet när detta kontrollerades i BS (1995) beror av olika tillämpning av partialfaktorer.

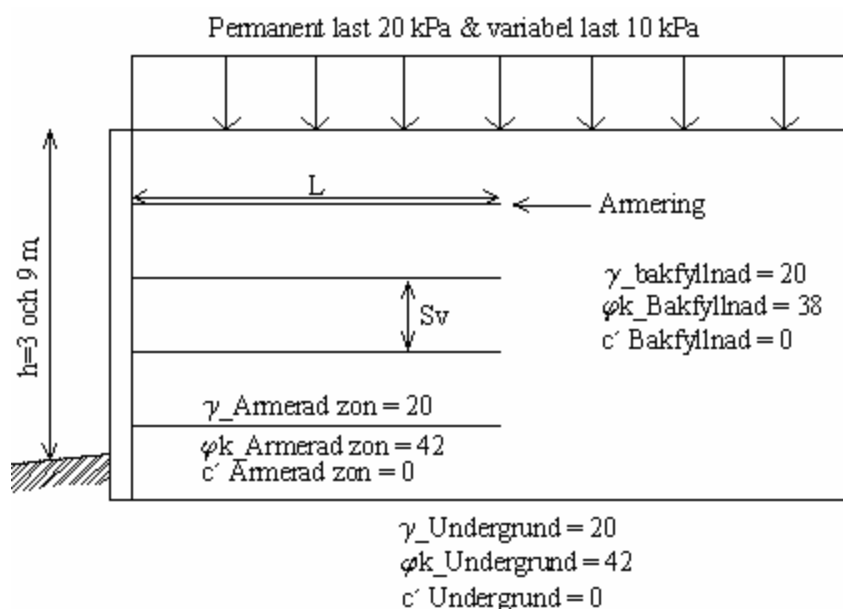
4.5 Optimerad dimensionering

En optimering av en jordarmerad stödkonstruktion med höjderna 3 och 9m, med enkel geometri och jämnt utbredd last, har utförts enligt dimensioneringsmetoderna beskrivna i BS (1995), VV (2006) och SGF (2004).

Dimensioneringen enligt den brittiska metoden har optimerats genom att armeringslängden varit konstant $0,7 \cdot H$, varefter inbördes avstånd mellan armeringen och armeringskvalitén har varierats. I den norska metoden har konstruktionen optimerats genom det inbördes avståndet mellan armeringen och armeringskvalitén har varierats. I den nordiska vägledningen förklaras det inte hur variation av armeringskvalitet tas med i beräkningarna utan samma kvalitet har använts genom hela konstruktionen. Optimeringen gjordes genom att inbördes avstånd mellan armeringsnäten justerades så att den maximala horisontella kraften blev något lägre än armeringens dimensionerande hållfasthet.

4.5.1 Beräkningsförutsättningar

Beräkningarna har utförts enligt förutsättningarna som redovisas i Figur 4.26. Dimensioneringen har utförts för en 9m hög mur



Figur 4.26 Beräkningsförutsättningar för dimensionering av enkel geometri och jämnt utbredd last enligt SGF (2004), BS (1995) och VV (2006).

Korrigeringsfaktorerna på armeringen är enligt BBA för samtliga dimensioneringsmetoder. Samverkansfaktor för friktionen mellan jorden och armeringen (α) har tilldelats värdet 0,9 i samtliga dimensioneringsmetoder. Konstruktionen består av ren friktionsjord som antas vara helt dränerande. Fasaden antas inte medverka till konstruktionens stabilitet. Armeringens längd antas vara konstant genom hela konstruktionen för samtliga beräkningar.

4.5.2 Resultat

Dimensioneringen av en 3m hög stödkonstruktion enligt BS (1995) gav det mest konservativa resultatet med avseende på inbördes avstånd och armeringskvalitet men samtidigt det minst konservativa resultatet med avseende på armeringslängd. De två nordiska metoderna gav samma inbördes avstånd mellan armeringsnäten och samma armeringskvalitet. Dimensionering enligt VV (2006) gav dock längre armingsnät än SGF (2004), se Tabell 4.1.

Tabell 4.1 Optimerad dimensionering av en 3m hög stödkonstruktion enligt samtliga beräkningsmetoder.

BS 8006:1995		VV Håndbok 016		NV Rapport 2:2004	
Sv = 0,45m		Sv = 0,5m		Sv = 0,5m	
L-initial = 2,1m		Lerf = 2,4m		Lerf = 2,25m	
2,70	55 RE				
2,25	55 RE	2,5	55 RE	2,5	55 RE
1,80	55 RE	2,0	55 RE	2,0	55 RE
1,35	55 RE	1,5	55 RE	1,5	55 RE
0,90	55 RE	1,0	55 RE	1,0	55 RE
0,45	55 RE	0,5	55 RE	0,5	55 RE
0,00	80 RE	0,0	55 RE	0,0	55 RE
Dimensionerande långtidshållfasthet enligt BBA (55 RE = 21kN)					
Dimensionerande långtidshållfasthet enligt BBA (80 RE = 28kN)					
Dimensionerande långtidshållfasthet enligt BBA (120 RE = 43kN)					
Dimensionerande långtidshållfasthet enligt BBA (160 RE = 51kN)					

Dimensioneringen av en 9m hög stödkonstruktion enligt BS (1995) gav det mest konservativa resultatet med avseende på armeringslängd, inbördes avstånd mellan näten och armeringskvalitet. Dimensioneringen enligt SGF (2004) gav det minst konservativa resultatet med avseende på inbördes avstånd och armeringslängd. Då samma nät används genom hela konstruktionen gav dimensioneringen starkare armeringsnät i konstruktionens övre regioner i jämförelse med BS (1995) och VV (2006), se Tabell 4.2.

Tabell 4.2 Optimerad dimensionering av en 9m hög stödkonstruktion enligt samtliga beräkningsmetoder.

BS 8006:1995		VV Håndbok 016		NV Rapport 2:2004	
Sv = 0,45m		Sv = 0,47m		Sv = 0,5m	
L-initial = 6,3m		Lerf = 5,7m		Lerf = 5,25m	
8,55	55 RE				
8,10	55 RE	8,53	55 RE		
7,65	55 RE	8,05	55 RE	8,5	80 RE
7,20	55 RE	7,58	55 RE	8,0	80 RE
6,75	55 RE	7,11	55 RE	7,5	80 RE
6,30	55 RE	6,63	55 RE	7,0	80 RE
5,85	80 RE	6,16	55 RE	6,5	80 RE
5,40	80 RE	5,68	55 RE	6,0	80 RE
4,95	80 RE	5,21	55 RE	5,5	80 RE
4,50	120 RE	4,74	55 RE	5,0	80 RE
4,05	120 RE	4,26	55 RE	4,5	80 RE
3,60	120 RE	3,79	55 RE	4,0	80 RE
3,15	120 RE	3,32	80 RE	3,5	80 RE
2,70	120 RE	2,84	80 RE	3,0	80 RE
2,25	120 RE	2,37	80 RE	2,5	80 RE
1,80	120 RE	1,90	80 RE	2,0	80 RE
1,35	160 RE	1,42	80 RE	1,5	80 RE
0,90	160 RE	0,95	80 RE	1,0	80 RE
0,45	160 RE	0,47	120 RE	0,5	80 RE
0,00	160 RE	0,00	120 RE	0,0	80 RE
Dimensionerande långtidshållfasthet enligt BBA (55 RE = 21kN)					
Dimensionerande långtidshållfasthet enligt BBA (80 RE = 28kN)					
Dimensionerande långtidshållfasthet enligt BBA (120 RE = 43kN)					
Dimensionerande långtidshållfasthet enligt BBA (160 RE = 51kN)					

Kommentar

Dimensioneringen av en 3m hög stödkonstruktion gav endast små skillnader med avseende på val av inbördes avstånd av armeringsnäten, val av armeringslängd och val av armeringskvalitet. Dimensioneringen av en 9m hög stödkonstruktion gav dock stora skillnader med avseende på val av inbördes avstånd av armeringsnäten, val av armeringslängd och val av armeringskvalitet. BS (1995) var mest konservativ och SGF (2004) var minst konservativ.

5 Slutsatser och diskussioner

En viktig slutsats av undersökningen är att den brittiska metoden är den mest konservativa metoden för dimensionering av jordarmerade stödkonstruktioner. BS (1995) är också den mest utförliga av de tre metoderna. Anledningen till de mer konservativa resultaten i jämförelse med de två nordiska metoderna är att den rekommenderar högre partialfaktorerna och en spänningsfördelning enligt Meyerhof. Beräkningarna har visat att en spänningsfördelning enligt Meyerhof kan ge upp 25 % större belastning i armeringsnäten.

Resultaten av beräkningarna på armeringens dimensionerande hållfasthet visade att de nordiska metoderna, SGF (2004) och VV (2006), gav att endast ca 50 % av armeringens karakteristiska långtidshållfasthet kunde utnyttjas. Om däremot korrigeringsfaktorer enligt BBA användes kunde ca: 75 % av armeringens karakteristiska långtidshållfasthet utnyttjas. Resultaten visar tydligt vikten av att använda korrigeringsfaktorer som baserar på laboratorieresultat.

Vid beräkningar av de resulterande horisontella krafterna för konstruktioner enkel geometri, belastade med linjelast, upptäcktes skillnader mellan jordkilsanalys och traditionella jordtrycksberäkningar. Resultaten visade att lastens placering på konstruktionen hade störst betydelse. Då linjelasten placerades nära fasaden gav jordkilsanalysen större horisontella krafter än de traditionella beräkningarna. I övriga fall då lasten placerades längre bak på konstruktionen gav de traditionella beräkningarna mer konservativa värden på krafterna. Resultaten visar att det är viktigt att utföra jordkilsanalys vid dimensionering av konstruktioner med komplexa lastfall.

Konsekvensanalyserna för konstruktioner med enkel geometri, belastad med en jämnt utbredd last, som utfördes i BS (1995) med ingångsvärden från SGF (2004) och VV (2006) visade att den mest kritiska brottmekanismen var armeringsbrott. Beräkning som gav de högsta belastningarna i armeringen var den lokala stabilitetskontrollen. Anledningen till att brottmekanismerna glidning och utdragning av armeringen inte blev dimensionerande beror på valet av fyllnadsmaterial, vilket antogs utgöras av rent friktionsmaterial. Detta visar att valet av fyllnadsmaterial har stor betydelse vid dimensioneringen.

För dimensionering av stödkonstruktioner med ovanliggande brofundament rekommenderar BS (1995) en initial armeringslängd på minst 7m vilket är betydligt längre än vad som krävs enligt dimensioneringarna i rapporten. Denna väl tilltagna initiala armeringslängd kan bero på att konstruktioner med stora koncentrerade laster löper större risk att inte klara totalstabiliteten. Undersökning behandlar inte totalstabilitetsanalys och författarna vill understryka vikten av att inkludera denna analys vid dimensionering av jordarmerade stödkonstruktioner.

Den optimerade dimensioneringen av en 3m hög konstruktion visade att skillnaden mellan de tre metoderna inte var särskilt stora i jämförelse med den optimerade dimensioneringen av en 9m hög konstruktion, där skillnaderna var betydande. Detta resultat indikerar att den nordiska vägledningen kan användas för dimensionering av låga stödkonstruktioner men att den inte bör användas för högre konstruktioner.

Författarnas uppfattning är att SGF (2004), kapitlet för branta slänter och murar, är bristfällig och svår att följa.

Syftet med undersökningen har varit att undersöka hur och i vilken grad SGF (2004) kan användas för dimensionering av jordarmerade stödkonstruktioner samt att analysera skillnader och likheter mellan de olika metoderna beskrivna i SGF (2004), BS (1995) och VV (2006). Det är av författarnas uppfattning att SGF (2004) bör användas med stor försiktighet för högre stödkonstruktioner. Då högre konstruktioner skall dimensioneras rekommenderar författarna att andra, mer utförligare, dimensioneringsmetoder används. Den största skillnaden mellan dimensioneringsmetoderna är att det i SGF (2004) och VV (2006) ges resultat i form av erforderliga armeringslängder och maximal belastning i konstruktionen medan det i BS (1995) väljs en initial längd på armeringen varefter konstruktionen optimeras.

Det är av författarnas uppfattning att det finns ett behov av en väl fungerande och allmänt accepterad svensk dimensioneringsmetod som är anpassad för såväl enkla som komplexa lastfall och geometrier.

6 Referenser

Litteratur:

- Avén, S., et. al., (1984): *Handboken Bygg Geoteknik*, Stockholm, 1984 sid. 125
- British Standard 8006:1995, (1995): *Code of practice for Strengthened/ reinforced soils and other fills*, 1999, London
- Carlsson, B., (1987): *Armerad Jord*, Terranova, Linköping
- Elias, V., Christopher, B. R., Berg, R. R., (2001): *Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design & construction guidelines*, Report nr. FHWA-NHI-00-043, March 2001
- Ho, S. K., Rowe, R. K., (1996): *Effect of a wall geometry on the behaviour of reinforced soil walls*, Geotextiles and Geomembranes Vol. 14, pp. 521-541, 1996
- Holtz. R.D., Christopher. B.R., Berg. R.R., (1998): *Geosynthetic Design & Construction Guidelines*, Federal Highway Administration, Publication No. FHWA HI-95-038, Sid 332. April 1998.
- Koerner, R.M., Soong, T.-Y., (2001): *Geosynthetic reinforced segmental retaining walls*, Geotextiles and Geomembranes Vol. 19, pp. 359-386, 2001
- Leshchinsky, D., (2000): *Design dilemma: Use peak or residual strength of soil*, Geotextiles and Geomembranes Vol. 19, pp. 111-125, 2001
- SGF, (2004): *Armerad jord och fyllning, Nordisk vägledning*, rapport 2:2004, Unitryck 2004, Linköping
- Skinner, G. D., Rowe, R. K., (2004): *Design and behaviour of a geosynthetic reinforced retaining wall and bridge abutment on a yielding foundation*, Geotextiles and Geomembranes Vol. 23, pp. 234-260, 2005
- Smith, I., (2006): *Smith's elements of soil mechanics, 8th Edition*, Blackwell Publishing, Singapore
- Sällfors, G., (2001): *Geoteknik, jordmateriallära – jordmekanik*, Vasastadens Bokbinderi 2003, Göteborg
- Terzaghi, K., Peck, R. B., Mesri, G., (1996): *Soil Mechanics in Engineering Practice, third edition*, A Wiley-Interscience Publication, New York

Internet:

A.B. Chance, a Division of Hubbell Power Systems, Inc. URL: http://www.abchance.com/ch_tech/soilscrew_designman/chapter3.htm#anchor672343, (2007-10-15)

ISSMFE, *Mechanically stabilized earth structures*, Prepared by Dr. Ilan Juran & Mr. Ofer Levy, URL: <http://tc17.poly.edu/mse.htm>, (2007-11-14)

SGF, (2005): *Enkätundersökning om jordförstärkning I stadsmiljö*, URL: <http://www.sgf.net/home/page.asp?sid=862&mid=2&Id=170>, (2007-10-15)

Statens Vegvesens, (2005): *Håndbok 016, Geoteknikk i vegbygging, Armert jord*, URL: <http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/016/> (2007-09-10 - 2008-01-04)

Bilaga 1: Härledning av jordtrycksberäkningar

$$P_{tot_jordkil} = P_{tot_traditionell}$$

$$P_{tot_jordkil} = \frac{W}{\tan\left(45 + \frac{\phi_d}{2}\right)}$$

där W är tyngden av jordkilen $W = \frac{h^2}{2} \cdot \gamma \cdot \tan\left(45 - \frac{\phi_d}{2}\right)$

$$\text{Alltså är } P_{tot_jordkil} = \frac{\frac{h^2}{2} \cdot \gamma \cdot \tan\left(45 - \frac{\phi_d}{2}\right)}{\tan\left(45 + \frac{\phi_d}{2}\right)}$$

$$P_{tot_traditionell} = K_a \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi_d}{2}\right)$$

$$\text{Alltså är } P_{tot_traditionell} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi_d}{2}\right) \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$$

$$P_{tot_jordkil} = P_{tot_traditionell} :$$

$$\frac{\frac{h^2}{2} \cdot \gamma \cdot \tan\left(45 - \frac{\phi_d}{2}\right)}{\tan\left(45 + \frac{\phi_d}{2}\right)} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi_d}{2}\right) \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$$

⇔

$$\frac{\tan\left(45 - \frac{\phi_d}{2}\right)}{\tan\left(45 + \frac{\phi_d}{2}\right)} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi_d}{2}\right)$$

Högerledet:

$$\tan^2\left(45 - \frac{\phi_d}{2}\right) = \left(\frac{\tan 45 - \tan \frac{\phi_d}{2}}{1 + \tan 45 \cdot \tan \frac{\phi_d}{2}}\right)^2 = \left(\frac{1 - \tan \frac{\phi_d}{2}}{1 + \tan \frac{\phi_d}{2}}\right)^2$$

Vänsterledet:

$$\frac{\tan\left(45 - \frac{\phi_d}{2}\right)}{\tan\left(45 + \frac{\phi_d}{2}\right)} = \left(\frac{1 - \tan 45 \cdot \tan \frac{\phi_d}{2}}{\tan 45 + \tan \frac{\phi_d}{2}}\right) \cdot \left(\frac{\tan 45 - \tan \frac{\phi_d}{2}}{1 + \tan 45 \cdot \tan \frac{\phi_d}{2}}\right)$$

⇔

$$\left(\frac{1 - \tan \frac{\phi_d}{2}}{1 + \tan \frac{\phi_d}{2}}\right) \cdot \left(\frac{1 - \tan \frac{\phi_d}{2}}{1 + \tan \frac{\phi_d}{2}}\right) = \left(\frac{1 - \tan \frac{\phi_d}{2}}{1 + \tan \frac{\phi_d}{2}}\right)^2$$

⇒

$$P_{tot_jordkil} = P_{tot_traditionell} \quad \text{v.s.v}$$

Bilaga 2: Korrigeringsfaktorer för armeringen enligt BBA



Tensor International
 New Wellington Street
 Blackburn
 Lancs BB2 4PJ
 Tel: 01 254 262431 Fax: 01 254 694302

CI/SfB

(16.9) | ln6

**Roads and Bridges
 Agrément Certificate
 No 99/R109**

Tensile strength — long-term

6.2 Long-term creep strain and rupture testing, generally in accordance with the principles of EN ISO 13431 : 1998, has been carried out for periods in excess of 10 000 hours and at varying test temperatures, to cover the range of Tensor RE geogrids detailed in this Certificate.

6.3 Using principles of time/temperature superposition, predicted long-term strengths for a design life of 120 years and a design temperature of 10°C have been obtained from the measured data without the need for direct extrapolation.

6.4 For the ultimate limit state, values have been determined for the tensile creep rupture strength, T_{CR} as given in Table 3.

Table 3 Tensile creep rupture strength, T_{CR}

Grade	Tensile creep rupture strength, T_{CR} ⁽¹⁾ (kNm ⁻¹)
40RE	23.3
55RE	28.7
80RE	38.2
120RE	54.8
160RE	69.4

(1) Assumes a design life of 120 years and a design temperature of 10°C.

6.5 For the serviceability limit state, the prescribed allowable post-construction strains in the polymeric reinforcement are:

Bridge abutments 0.5% (over the period 2 months to 120 years)
 Retaining walls 1.0% (over the period 1 month to 120 years)

6.6 From the appropriate isochronous curves, see Figure 6, values for T_{cs} the tensile load in the reinforcement which induces the relevant post-construction strain may be estimated. Values of T_{cs} are given in Table 4.

Figure 6 Isochronous curves

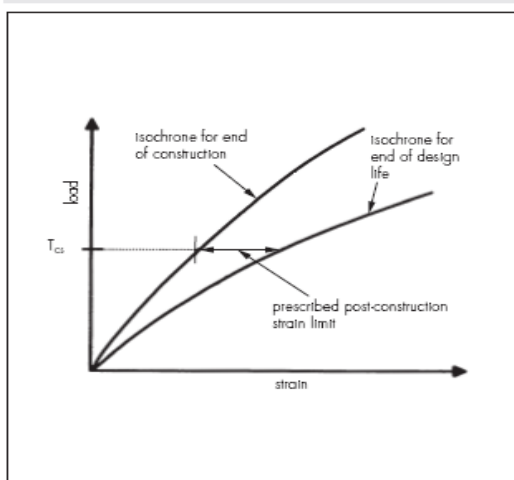


Table 4 Tensile load (T_{cs}) inducing prescribed post-construction strain limits

Grade	Tensile load, T_{cs} ⁽¹⁾ (kNm ⁻¹)	
	Prescribed post-construction strain limits	
	0.5%	1.0%
40RE	9.0	13.4
55RE	12.1	17.6
80RE	17.4	25.0
120RE	26.5	37.7
160RE	34.6	48.9

(1) Assumes a design life of 120 years and a design temperature of 10°C.

Partial material factor (f_m)

6.7 In order to determine the reinforcement design strength, T_D , values are required for the partial material factor, f_m , for both the ultimate (ULS) and serviceability (SLS) limit states. In the opinion of the BBA, the values given below for the various components of f_m are conservative. Conditions of use outside the scope for which partial material factor components are defined are not covered by this Certificate.

6.8 In line with BD70, the partial material factor may be expressed as:

$$f_m = f_{m11} \times f_{m121} \times f_{m122} \times f_{m211} \times f_{m212} \times f_{m22}$$

Consistency of manufacture (f_{m11})

6.9 For Tensor RE geogrids:

$$f_{m11} = 1.0 \text{ (ULS)}$$

$$f_{m11} = 1.0 \text{ (SLS)}$$

Assessment of available test data (f_{m121})

6.10 For Tensor RE geogrids:

$$f_{m121} = 1.05 \text{ (ULS)}$$

$$f_{m121} = 1.05 \text{ (SLS)}$$

Extrapolation to 120-year design life (f_{m122})

6.11 For Tensor RE geogrids:

$$f_{m122} = 1.00 \text{ (ULS)}$$

$$f_{m122} = 1.00 \text{ (SLS)}$$

Short term effects of installation damage (f_{m211})

6.12 To allow for loss of strength due to mechanical damage sustained during installation, an appropriate value of f_{m211} may be selected from Table 5. The values given for site damage assume well-graded material (coefficient of uniformity >5) with a minimum compacted depth of 150 mm. For soils not covered by Table 5, appropriate values of f_{m211} may be determined from site specific trials.

Table 5 Short-term effects of installation damage, f_{m211} (ULS)

Crushed gritstone of maximum particle size (mm)	f_{m211} ⁽¹⁾				
	40RE	55RE	80RE	120RE	160RE
<6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<37.5	1.07	1.07	1.07	1.00	1.00
<75 ⁽²⁾	1.25	1.20	1.15	1.06	1.01
<125	1.48	1.36	1.25	1.12	1.02

(1) Determined via full-scale installation test following the method of annex D of BS 8006 : 1995.

(2) Values for 75 mm particle size have been interpolated.

Long-term effects of installation damage (fm 212)

6.13 In the opinion of the BBA, for a 120-year design life, and for Tensar RE geogrids:

$$f_m 212 = 1.05 \text{ (ULS)}$$

6.14 For the serviceability limit state (SLS), the value of both fm 211 and fm 212 may be taken as 1.0.

Environmental degradation (fm 22)

6.15 Tensar RE geogrids are highly resistant to all forms of chemical and biological attack likely to be encountered in normal civil engineering fills. However, for a design life of 120 years and to allow for any unforeseen or synergistic effects, the BBA recommend a minimum value of fm 22 as given below.

$$f_m 22 = 1.05 \text{ (ULS), pH 2.0 to 12.0}$$
$$f_m 22 = 1.00 \text{ (SLS), pH 2.0 to 12.0}$$

Design strength T_D

6.16 For the ultimate limit state:

$$\text{Design strength, } T_D = \frac{T_{CR}}{f_m \cdot f_n \text{ (ULS)}}$$

where f_n = partial factor for ramification of failure. Design load, T_1 , to be calculated using prescribed load factors recommended by BD70.

In all cases, T_1 must be $\leq T_D$

6.17 For the serviceability limit state:

$$\text{Design strength, } T_D = \frac{T_{CS}}{f_m \text{ (SLS)}}$$

The average design load, T_{avl} to be calculated using prescribed load factors recommended by BD70.

In all cases $T_{avl} \leq T_D$

6.18 For the SLS, the average load in the reinforcement T_{avl} is related to the maximum load in the reinforcement T_1 by a factor k where:

$$T_{avl} = \frac{T_1}{k}$$

For Tensar RE geogrids, the value of k may be taken = 2, which assumes a triangular load distribution diagram along the loaded length of reinforcement.

Fill/Tensar RE geogrid interaction

Bond strength

6.19 The bond strength for geogrid reinforcement may be expressed as:

$f_b \tan \phi'$ where f_b is the bond coefficient.

6.20 The use of laboratory pull-out testing to determine the value of the bond coefficient (f_b) is not recommended at present. For routine design purposes, values may be estimated using the method of Jewell (CIRIA SP123, 1996). For Tensar RE geogrids, a calculated conservative value may

be assumed to be 0.6 for compacted frictional fill ($\phi' = 30^\circ$). The BBA recommend that site specific pull-out testing is carried out to confirm the value of bond coefficient (f_b) used in the final design. Values of $f_b \geq 1.0$ have been reported based on site and soil specific testing.

Direct sliding

6.21 The direct sliding resistance of geogrid reinforcement may be expressed as:

$f_{ds} \tan \phi'$ where f_{ds} is a direct sliding coefficient.

$$f_{ds} = \alpha_s \left(\frac{\tan \delta}{\tan \phi'} \right) (1 - \alpha_s)$$

where $\left(\frac{\tan \delta}{\tan \phi'} \right)$ is the coefficient of skin friction (f_d), and

α_s is the proportion of plane sliding area that is solid.

6.22 For Tensar RE geogrids the coefficient of skin friction (f_d) may be assumed, for routine design purposes, to be 0.6 for compacted frictional fill ($\phi' = 30^\circ$). This is a conservative value. Where a more precise value is required, for use in design, suitable soil and geogrid specific shear box testing may be carried out. Soil specific testing has shown that values of f_{ds} approaching 1.0 can be achieved.

Formulae notation

δ = angle of friction between soil and plane reinforcement surface

ϕ' = effective angle of friction of soil.