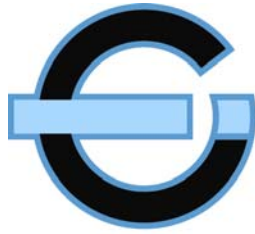


Implementeringskommission för Europastandarder inom Geoteknik

Rapport 6:2008, Rev 1

Tillämpningsdokument

EN 1997-1 Kapitel 11 och 12,
Slänter och bankar



Implementeringskommission för
Europastandarder inom Geoteknik

IEG Rapport 6:2008, Rev 1

Tillämpningsdokument

EN 1997-1 Kapitel 11 och 12, Slänter och bankar

Framtagen av IEG

Stockholm 2008

IEG Rapport Implementeringskommission för Europa-
standarder inom Geoteknik

Beställning IEG
c/o IVA
Grev Turegatan 14
Box 5073
102 42 Stockholm
Org. Nr 802430-1221
E-post: ieg@iva.se
Web: www.ieg.nu

ISBN 978-91-85647-24-8
Upplaga Digital

Version Januari 2010

Förord

Denna rapport är en revidering av rapport 6:2008 (daterad oktober 2008) upprättad på uppdrag av IEG (Implementeringskommission för Europastandarder inom Geoteknik). IEG är en ideell förening som verkar under Kungl. Ingenjörsvetenskapsakademien. Föreningen har till uppgift att initiera, samordna, genomföra och redovisa arbete som krävs för att kunna implementera Europastandarder inom Geoteknikområdet i Sverige.

Den ursprungliga versionen av dokumentet upprättades av Yvonne Rogbeck, SGI och Rasmus Müller, Tyréns.

Revideringen har utförts av Rasmus Müller, Tyréns.

I detta reviderade dokument har skriftliga synpunkter på ursprungsdokumentet lämnade till IEG, till författarna och synpunkter som uppkommit under diskussioner på IEG-kurser under 2008 och 2009 beaktats. Dessutom har en reviderad hantering av karakteristiskt värde och omräkningsfaktorn η inarbetats. Ytterligare förtydliganden och stöd vid framtagandet av härledda värden för hållfasthetsparametrar mm ges.

IEG kommer även framledes att uppdatera tillämpningsdokumentet efterhand som erfarenhet erhålls från användandet av EN1997-1. Målsättningen är att ha ett levande dokument som underlättar införandet av Eurokod och övriga Europastandarder i Sverige. För att uppnå detta mål, så behövs dina synpunkter på vilka förbättringar, ändringar och tillägg som behövs bör göras för att det ska bli det hjälpmedel som du och dina kollegor behöver. Har du frågor eller jämförande beräkningar som du vill att IEG ska ta del av? På www.ieg.nu finner du instruktioner för var du ska skicka dina synpunkter, för att de ska beaktas vid framtida revidering av detta dokument. IEG tackar på förhand för dina synpunkter.

Borlänge 2010-01-11

Rasmus Müller

Sammanfattning

Dimensionering av slänter och bankar i brottgräns och bruksgräns ska utföras i enlighet med kapitel 11 och 12 i SS-EN 1997-1. Standarden gäller samtliga geotekniska kategorier (GK1-GK3). Tillämpningsdokumentets tyngdpunkt gäller beräkningar enligt partialkoefficientmetoden vilken ska användas vid nyexploatering för konstruktioner i GK2. Konstruktioner i GK1 och GK3 kan också dimensioneras via partialkoefficientmetoden men får även dimensioneras på annat sätt, vilket innebär att t ex stabilitetskartering och utredning för befintlig bebyggelse kan utföras enligt Skredkommissionen [2].

I brottgränstillstånd räknas för slänter och bankar dimensionerande lasteffekt för ogynnsamma laster enligt dimensioneringssätt DA3, ekvationen 6.10 i SS-EN1990 där hänsyn tas till säkerhetsklass:

$$\text{Geo.last} = \gamma_d \cdot 1,1 \cdot G_{kj} + \gamma_d \cdot 1,4 \cdot Q_{kj}$$

Vid bestämning av medelvärdet för de härledda värdena av materialparametern är det viktigt att värdera de uppmätta värdena som ligger till grund för detta och att dessa är representativa bl.a. vad gäller spänningsnivå och nivå i jordlagerföljden i de aktuella provtagnings- och sonderingspunkterna.

Geokonstruktionens dimensionerande värde för en materialparameter erhålls (när ett lågt värde är dimensionerande) enligt:

$$X_d = \frac{1}{\gamma_M} \cdot \eta \cdot \bar{X}$$

I det ursprungliga dokumentet (oktober 2008) erhöles geokonstruktionens dimensionerande värde enligt

$$X_d = \frac{1}{\gamma_M} \cdot \eta \cdot e^{-\frac{V_x}{\sqrt{n}}} \cdot \bar{X}$$

I denna revidering har omräkningsfaktorn η omdefinierats. Bl.a. har termen $e^{-\frac{V_x}{\sqrt{n}}}$ som tar hänsyn till antal försökspunkter och materialegenskapens naturliga variation inarbetats i η .

För materialparametrarna finns en uppsättning partialkoefficienter γ_M angivna.

Omräkningsfaktorn η tar hänsyn till marken samt omfattningen och kvaliteten av markundersökningen. Vidare tar η hänsyn till geokonstruktionens geometri och utformning samt det mekaniska systemet.

Vad gäller grundvatten och portryck ska ett dimensionerande värde motsvarande en prognostiserad maximinivå med återkomsttiden 50 år (alternativt miniminivå) användas. Nivå på fri vattenyta i exempelvis sjöar och älvar/åar ska ges ett karakteristiskt värde motsvarande LLW i det fall det är mest ogynnsamt. Partialkoefficienten sätts till 1,0.

För att få en praktisk lösning för beräkningar med stabilitetsprogram som inte är anpassade för att hantera partialkoefficienter används lasten enligt SK2 (där egentyngheden för jorden har partialkoefficient 1,0) även för SK1 och SK3. Det innebär i praktiken att inverkan av säkerhetsklass har omformats till att säkerhetsfaktorn beräkningsmässigt ska överstiga faktorerna $F_{EN} > 0,9$; 1,0 och 1,1 för SK1, SK2 respektive SK3.

Vid användandet av numeriska beräkningsmetoder ska beräkning göras med så verkliga värden som möjligt. Det rekommenderas att ett värderat medelvärde baserat på härledda värden används. Samtliga partialkoefficienter på såväl laster, jordparametrar och bärförmåga sätts till 1,0. Känslighetsanalyser av olika parametrar bör utföras. Förslag till hur erforderlig säkerhetsfaktor kan bestämmas vid numeriska beräkningar ges.

Summary

Design of slopes and embankments in ultimate limit state as well as serviceability limit state shall be made according to chapter 11 and 12 in SS-EN 1997-1. The standard is valid for all Geotechnical categories (GK1-GK3). This application document principally deals with design verified by the partial factor method, which shall be applied to new development of constructions in geotechnical category 2 (GK2). Other cases, such as constructions in GK 1 or GK3 or when controlling the stability for existing residential areas, may be designed in other ways, e.g. according to Skredkommissionen [2].

When verifying slopes and embankments in ultimate limit stage, loads shall be calculated according to design approach 3, equation 6.10 in SS-EN 1990:

$$\text{Geotechnical load} = \gamma_d \cdot 1,1 \cdot G_{kj} + \gamma_d \cdot 1,4 \cdot Q_{kj}$$

When deriving the mean value of a material parameter it is of great importance that the derived random values are relevant, e.g. samples shall be representative regarding the depth and effective stress level in the soil.

The design value of a material parameter for a certain geotechnical construction shall (when a low value is critical) be assessed according to:

$$X_d = \frac{1}{\gamma_M} \cdot \eta \cdot \bar{X}$$

In the original document (October 2008) the design value was assessed according to

$$X_d = \frac{1}{\gamma_M} \cdot \eta \cdot e^{-\frac{v_x}{\sqrt{n}}} \cdot \bar{X}$$

In this revised version the definition of the conversion factor η has been revised. Among other things, the term $e^{-\frac{v_x}{\sqrt{n}}}$ which considers number of investigation points and the natural variation of the material parameter have been incorporated in η .

A set of partial safety factors, γ_M , is given in the document.

The conversion factor η considers the type of ground and the quality of the ground investigation. Furthermore, η considers the type and geometry of the geotechnical construction and the geo-mechanical system.

When assessing design values for pore water pressures and level of ground water table in the soil, maximum values (or minimum values if more critical) from a 50-year interval shall be used. The design value of free standing water in lakes, rivers etc. shall correspond to LLW. The partial safety factor shall be 1,0.

In order to manage calculations via slope stability programs not designed for handling partial safety, loads shall always be calculated according to safety class 2 (SK2). Hence, this also applies to calculations in safety class 1 and 3. Influence from safety class is considered via

the required calculated safety factor F_{EN} . Required safety factors are 0,9 ; 1,0 ; 1,1 in safety class 1, 2 and 3 respectively.

Calculations performed via numerical analysis shall be performed with as realistic parameters, i.e. material parameters, load etc., as possible. It is recommended that the mean values of the derived values of material parameters are applied. All partial safety factors shall be given the value 1.0. Sensibility analyses, varying the governing parameters, should be performed. A suggestion as how a required safety factor can be evaluated is given in the document.

Innehåll

FÖRORD.....	I
SAMMANFATTNING	III
SUMMARY	V
1 INLEDNING.....	2
2 ORDLISTA OCH DEFINITIONER.....	2
3 UNDERLAG FÖR PROJEKTERING	3
3.1 Geoteknisk kategori och oberoende granskare.....	3
3.2 Geotekniska och hydrogeologiska fält och laboratorieundersökningar	4
3.2.1 Allmänt.....	4
3.2.2 Krav på undersökningar.....	7
3.3 Övrigt underlag	8
3.4 Från mätdata till dimensionerande värde.....	8
3.4.1 Allmänt om dimensionerande värden för materialegenskaper	8
3.4.2 Delfaktorer $\eta_{(1,2)}$, η_3 och $\eta_{(4,5,6,7)}$ för bestämning av hållfasthetsegenskaper från fält- och labförsök	11
3.4.3 Egentyngd	13
3.4.4 Porttryck och vattenstånd	14
4 PROJEKTERING	14
4.1 Allmänt avseende projektering.....	14
4.2 Beräkningsförutsättningar	14
4.2.1 Geoteknisk kategori.....	14
4.2.2 Säkerhetsklass	14
4.2.3 Laster och lasteffekter	15
4.3 Dimensionering i brottgränstillstånd	16
4.3.1 Dimensionering genom beräkning	16
4.3.1.1 Partialkoefficientmetoden	16
4.3.1.2 Totalsäkerhetsfilosofi	18
4.3.1.3 Numeriska beräkningar.....	18
4.3.2 Dimensionering genom hävdvunna metoder.....	19
4.3.3 Dimensionering genom modellförsök och provbelastning	19
4.3.4 Dimensionering genom observationsmetoden	19
4.4 Dimensionering i bruksgränstillstånd	20
4.4.1 Dimensionering genom beräkning	20
4.4.2 Dimensionering genom hävdvunna metoder.....	20
4.4.3 Dimensionering genom modellförsök och provbelastning	20
4.4.4 Dimensionering genom observationsmetoden	20
5 MATERIALKRAV	20
6 UTFÖRANDE	21
7 UPPFÖLJNING OCH KONTROLL	21
8 DOKUMENTATION.....	22
9 REFERENSER	23
BILAGA A BERÄKNINGSEXEMPEL LÖS KOHESIONSJORD.....	24
BILAGA B JÄMFÖRANDE ANALYS ENLIGT TIDIGARE PRAxis FÖR LÖS LERA... 35	35

1 Inledning

Tillämpningsdokumentet beskriver hur dimensionering av slänter och bankar i brottgräns- och bruksgränstillstånd kan utföras i enlighet med kapitel 11 och 12 i SS-EN 1997-1. Eurokod gäller för samtliga tillämpningar, från kontroll av befintliga konstruktioner till nykonstruktion och samtliga geotekniska kategorier (GK1-GK3). Beroende av geoteknisk kategori och typ av konstruktion sker dimensionering på olika sätt. För dimensionering av geokonstruktioner i GK2 ska partialkoefficientmetoden nyttjas om konstruktionen samtidigt är av typen nykonstruktion. Beräkningar baseras på indata i form av dimensionerande värden. I övriga fall, d.v.s. om geokonstruktionen klassas som GK1 eller GK3 eller om en GK2 konstruktion inte hänförs till typen nykonstruktion kan dimensionering ske enligt partialkoefficientmetoden eller annat sätt, t.ex. via beräkningar baserade på totalsäkerhetsfilosofi och karakteristiska värden.

Dokumentet beskriver hur dimensionering enligt partialkoefficientmetoden i enlighet med SS-EN 1997-1 utförs. Dimensionering baserad på totalsäkerhetsfilosofi och karakteristiska värden beskrivs exempelvis i Skredkommissionen Rapport 3:95 [2]. Hur [2] kan kopplas till Eurokod utreds för närvarande i IEG Projekt 16.

Kapitel 11 i SS-EN 1997-1 behandlar totalstabilitet och rörelser i mark. Såväl naturlig jord och slänter som fyllningar, fundament, stödkonstruktioner, bankar, schakter och bergskärningar omfattas av kapitlet. Kapitel 12 i SS-EN 1997-1 behandlar bankar avsedda för små dammar och infrastruktur. Detta dokument gäller för dessa tillämpningar, bergskärningar och dammar exkluderade.

För laster ska definitioner i SS-EN 1990 användas, hur detta utförs beskrivs i dokumentet.

2 Ordlista och definitioner

Dränerad analys	- Stabilitetsberäkning där ingående jordars skjuvhållfasthet definieras av dess dränerade hållfasthetsparametrar.
Glidyta	- Potentiell brottyta i jorden för vilken kraft- och momentjämviktsekvationer tecknas vid stabilitetsberäkning
Odränerad analys	- Stabilitetsberäkning där förekommande kohesionsjordars skjuvhållfasthet definieras av dess odränerade skjuvhållfasthet.
Kombinerad analys	- Stabilitetsberäkning där förekommande kohesionsjordars skjuvhållfasthet definieras av det lägsta värdet av dränerade eller odränerade hållfasthetsparametrar.
Lamellmetod	- Metod för stabilitetsberäkning där jorden ovan glidytan delas in i lameller.
Numerisk metod	- Metod där beräkning sker med någon numerisk beräkningsmetod, exempelvis finita elementmetoden eller finita differensmetoden.
Partialkoefficientmetoden	- Beräkning där dimensionerande värden för materialparametrar, geometrier, grundvattenförutsättningar, laster etc. nyttjas.
Rigorösa lamellmetoder	- Lamellmetod där alla villkor för kraft- och momentjämvikt är uppfyllda, exempelvis Morgenstern-Price eller Spencer.
Totalsäkerhetsanalys	- Beräkning där karakteristiska värden för materialparametrar, geometrier, grundvattenförutsättningar, laster etc. nyttjas.

3 Underlag för projektering

3.1 Geoteknisk kategori och oberoende granskare

För att värdera komplexiteten i de geotekniska förutsättningarna och geokonstruktionerna klassificeras förekommande konstruktioner efter geoteknisk kategori (GK). Klassificeringen utförs innan geotekniska fält- och laboratorieundersökningar påbörjas. Vald geoteknisk kategori ska värderas och ändras vid behov under projektets gång. För mer ingående beskrivning av geoteknisk kategori än vad som ges nedan hänvisas till TD Grunder [1].

Geoteknisk kategori 1

GK1 innefattar små och enkla konstruktioner som utförs i områden med kända markförhållanden och som erfarenhetsmässigt kan utföras med försumbar geoteknisk risk. För slänter och bankar kan GK1 t.ex. vara låga bankar på friktionsjord, slänter i kohesionsjord där terrängen är flackare än 1:10 (gäller ej kvicklera), schakter ovan grundvattenytan med mindre djup än 1,5 m i silt eller lös kohesionsjord och mindre än 3,0 m i fast jord.

Geoteknisk kategori 2

GK2 är normalfallet och innefattar konventionella konstruktioner och grundläggningsmetoder som inte innebär svåra lastförhållanden eller utförs i områden med svåra markförhållanden och kan utföras utan exceptionell geoteknisk risk. De flesta slänter och bankar på kohesionsjord hänförs till GK2. För schakter i torrhet rekommenderas GK2 till högst 1,5 m djup i silt, 3,0 m djup i lera och 5,0 m djup i friktionsjord. Då lokala erfarenheter visar att djupare schakter och schakter under grundvattenytan kan utföras utan betydande risk kan även dessa hänföras till GK2.

Geoteknisk kategori 3

GK3 gäller för mer komplexa geotekniska/hydrogeologiska förhållanden eller för okonventionella konstruktioner. GK3 bör tillämpas om erfarenhet från liknande konstruktioner och/eller likartade markförhållanden saknas eller är liten. Om dimensionering sker enligt observationsmetoden bör GK3 användas.

Dimensionering av slänter och bankar i "kviklereområden" bör utföras i GK3. Med "kviklereområden" avses i detta dokument ett område där: 1) en initiell glidyta delvis kan gå genom kvicklera och konsekvenserna för det aktuella partiet och/eller närliggande områden kan bli stora; 2) en initiell glidyta och dess massor kan påverka ett nedanförliggande område med kvicklera och därmed få stora följdkonsekvenser; 3) en initiell glidyta kan påverka ett bakomliggande parti med kvicklera med stora följdkonsekvenser.

För djupa schakter eller där grundvattenförhållandena har en avgörande betydelse bör GK3 väljas.

Oberoende granskare

Oberoende granskares syfte, uppgift, ansvar och befogenheter definieras i [1]. För dimensionering av konstruktioner i GK3 ska oberoende granskare i allmänhet tillsättas. Avvikelser från detta kan vara aktuellt och ska i sådana fall motiveras. Om observationsmetoden används ska oberoende granskare tillsättas.

3.2 Geotekniska och hydrogeologiska fält och laboratorieundersökningar

3.2.1 Allmänt

Beroende på typ av konstruktion, geotekniska/hydrogeologiska förutsättningar och studerat gränstillstånd ställs olika krav på undersökningarnas omfattning, detaljeringsgrad och kvalitet. Kraven kopplas till konstruktionens geotekniska kategori, GK.

För konstruktioner i GK1 kan i allmänhet förutsättningarna klarläggas vid fältbesiktning.

För konstruktioner i GK2 eller GK3 krävs fält- och laboratorieundersökningar. Generellt krävs information om jordlagerföljd och dess variationer i plan och profil. Undersökningarna ska utformas så att de omfattar hela den berörda jordvolymen. Vid branta slänter, erosionslänter och slänter mot vattendrag ska om möjligt sonderingar utföras vid släntröner och bakom släntröner samt vid släntröner och i vattendraget. I flacka långsträckta slänter eller i områden med relativt plan mark ska sonderingarna placeras så att så stor del som möjligt av den aktuella konstruktionen omfattas. Observera att konstruktionens omgivningspåverkan ska klarläggas varför kännedom om förutsättningar utanför den egentliga konstruktionen kan krävas. Val av undersökningsmetoder beror av jordens sammansättning. I områden med lösa jordlager bör CPT-sondering nyttjas. Förutom information om jordlagerföljdens relativa fasthet och information om dränerande och lågpermeabla skikt, kan resultat från CPT-sondering användas för att uppskatta hållfasthetsegenskaper i jordlagren. Sonderingar ska kompletteras med provtagning och efterföljande laboratorieundersökning för att bestämma jordart, vattenkvot och flytgräns. Eventuell förekomst av kvicklera eller organisk jord ska undersökas.

Vid dimensionering i brottgränstillstånd (stabilitetsberäkning) ska odränerad och/eller dränerad skjuvhållfasthet bestämmas. Information om hur dessa egenskaper varierar med förändringar i spänningsnivå i jorden och påverkas av de förändringar i förutsättningar som konstruktionen medför bör också inhämtas. Vid förekomst av kohesionsjord utförs i allmänhet vingförsök och ostörd provtagning. På ostörda prover utförs s.k. "rutinförsök" (jordart, vattenkvot, flytgräns, odränerad skjuvhållfasthet, densitet och sensitivitet) samt eventuellt andra hållfasthetsprovningar i laboratorium.

Vid dimensionering i bruksgränstillstånd (sättningsberäkning) ska kunskap finnas om de ingående jordlagrens deformationsegenskaper såsom moduler och deras spänningsberoende, permeabilitet (hydraulisk konduktivitet), gränsspänningar (t.ex. förkonsolideringstryck) och krypegenskaper.

Följande kursiverade stycken ska ses som råd och stöd vid bestämning av hållfasthetsparametrar och grundvatten-/portryck vid stabilitetsberäkningar.

Angående odränerad skjuvhållfasthet

Mer information och mer ingående rekommendationer ges i exempelvis Skredkommissionen Rapport 3:95 [2] och SGI Information 3 [3].

Generellt sett är det fördelaktigt att utvärdera en viss egenskap från olika typer av försöksmetoder. Exempelvis kan härledda värden för odränerad skjuvhållfasthet c_u utvärderas och korrigeras på halvempirisk basis (enligt rekommendationerna i [3]) från CPT, vingförsök och fallkonförsök eller mätas direkt via mer tekniskt avancerade metoder som direkta skjuvförsök, eventuellt i kombination med aktiva och passiva triaxialförsök. Vidare kan odränerad skjuvhållfasthet uppskattas empiriskt baserat på förkonsolideringstryck σ'_c ,

överkonsolideringsgrad OCR och flytgräns w_L i jorden enligt ekvation 3.1. Observera att c_u utvärderat från ekvation 3.1 motsvarar ett belastningsfall av typen direkt skjuvbrott, vilket ofta kan antas representera medelhållfastheten längs en glidyta, se [3].

$$c_u = \sigma'_c \left(0,125 + \frac{0,205 \cdot w_L}{1,17} \right) OCR^{-0,2} \quad (3.1)$$

Motsvarande empiriska utvärdering kan för gyttjig jord och sulfidjord göras baserat på förkonsolideringstryck σ'_c , överkonsolideringsgrad OCR och organisk halt. Information om detta ges i [3] och SGI Rapport 69 [11].

För normalkonsoliderad och svagt överkonsoliderad lera kan Hansbo's relation, ekvation 3.2, användas för att kontrollera om de uppmätta okorrigerade hållfasthetsvärdena från vingförsök och fallkonförsök $\tau_{v,k}$ är normala i förhållande till förkonsolideringstryck och flytgräns.

$$\tau_{v,k} = \sigma'_c \cdot 0,45 \cdot w_L \quad (3.2)$$

Om de uppmätta okorrigerade hållfasthetsvärdena avviker från sambandet i ekvation 3.2, kan detta vara en indikation på att den normalt använda korrektionsfaktorn μ kan behöva modifieras.

När c_u utvärderas baserat på resultat från olika typer av försök är det viktigt att en värdering av de olika försökens relevans utförs. Större vikt bör ges till resultat från mer tekniskt avancerade försöksmetoder och uppenbart orealistiska mätresultat ska förkastas.

Nyttjandet av direkta skjuvförsök, eventuellt i kombination med triaxialförsök, är extra viktigt om övriga metoder visar stor spridning i resultaten och/eller om det råder osäkerhet om antagna samband (exempelvis korrektionsfaktorer) gäller för den aktuella jorden. För utvärdering av härledda värden och korrigerad av uppmätta hållfasthetsvärden från CPT, vingförsök och fallkonförsök samt hur empiriska samband kan utnyttjas, hänvisas till [3].

Glidytor kan grovt sett indelas i en aktiv zon, en direkt skjuvzon och en passiv zon. I fall med kohesionsjord kan olika hög odränerad skjuvhållfasthet mobiliseras i dessa delar. Denna s.k. "hållfasthetsanisotropi" beror av belastningshistoria och typ av jord. Anisotropieffekterna är oftast störst i lågplastiska leror d.v.s. leror med låg flytgräns. Den hållfasthet som kan mobiliseras är högst i den aktiva skjuvzonen och lägst i den passiva skjuvzonen. I fall där potentiella glidytor har en stor "aktiv del", exempelvis i branta slänter, kan anisotropieffekter spela stor roll vid bedömningen av stabiliteten. Om anisotropieffekter medräknas i en analys ska dessa alltid kontrolleras via laboratorieförsök (triaxialförsök) och aldrig enbart baseras på empiriska samband. Rekommendationer och mer information ges i exempelvis [3].

Angående dränerad skjuvhållfasthet

Mer information och mer ingående rekommendationer ges i exempelvis Skredkommissionen Rapport 3:95 [2], SGI Information nr 3 [3], SGI Information nr 8 [4] och SGI Information nr 15 [5].

Kohesionsjord

Dränerad skjuvhållfasthet i kohesionsjord beskrivs av de effektiva hållfasthetsparametrarna c' och ϕ' . Dessa värden kan bestämmas empiriskt baserat på förkonsolideringstryck eller odränerad skjuvhållfasthet, ekvation 3.3 och 3.4.

$$\phi' = 30^\circ \quad (3.3)$$

$$c' = 0,03 \cdot \sigma'_c \quad (3.4a)$$

alternativt

$$c' = 0,1 \cdot \overline{c_u} \quad (3.4b)$$

Dessa empiriska relationer kan vara missvisande om de appliceras i en helt dränerad analys i normalkonsoliderad jord. I normalkonsoliderad jord krävs i allmänhet mycket stora töjningar i jorden för att mobilisera den dränerade skjuvhållfastheten. Vid användning av kombinerad analys elimineras problemet eftersom den odränerade skjuvhållfastheten blir styrande i denna typ av jord. Om stabiliteten till stor del är beroende av de dränerade hållfasthetsparametrarna, vilket främst gäller i överkonsoliderad jord och i fall med relativt låga effektivspänningar, kan det vara värdefullt att bestämma de effektiva hållfasthetsparametrarna med laboratorieförsök och därmed eventuellt kunna nyttja högre värden. Mer information om detta återfinns i [2].

Naturligt lagrad friktionsjord

Dränerad skjuvhållfasthet i friktionsjord beskrivs via friktionsvinkeln ϕ' . I främst silt och sand kan ϕ' utvärderas från CPT-sondering, eventuellt i kombination med dilatometerförsök. I grövre jordarter, t.ex. grus eller morän då CPT-sondering inte kan utföras, nyttjas främst hejarsondering för utvärdering av ϕ' .

Fyllning av friktionsjord

Dränerad skjuvhållfasthet för grovkorniga fyllnadsmaterial beskrivs via friktionsvinkeln ϕ' . I allmänhet används "tabellvärden", se t.ex. TKGeo [10]. Det ska observeras att, oberoende av jordart, är friktionsvinkeln inte konstant utan starkt spännings- och deformationsberoende. Detta ska beaktas vid dimensionering. Det är särskilt viktigt för beräkningar där skjuvhållfastheten i jorden förutsätts mobiliseras samtidigt längs en glidyta som passerar genom friktionsjord och normalkonsoliderad eller svagt överkonsoliderad kohesionsjord. Ett exempel är bankfyllning av t.ex. sprängsten på normalkonsoliderad lera, då en friktionsvinkel motsvarande "lös lagring" även kallat "residualvärdet" $\phi'_{residual}$ ska nyttjas som indata i beräkningar. Friktionsvinklar för fyllnadsmaterial presenterade i tabell 3.1 kan används som riktvärden, se exempelvis [2].

Tabell 3.1 FRIKTIONSVINKLAR FÖR Fyllnadsmaterial

Material/Jordart	ϕ'_{max} ¹ (°)	$\phi'_{residual}$ ² (°)
Sprängsten	45	34
Förstärkningslagermaterial	45	34
Ballastmaterial	45	34
Grus	37	34
Sand	35	32

¹ Samverkan med löst lagrad jord förutsätts inte vid beräkning

² Samverkan med löst lagrad jord förutsätts vid beräkning

Angående grundvatten- och portryck

Mer information och mer ingående rekommendationer ges i exempelvis Skredkommissionen Rapport 3:95 [2], SGI Information 11 [6] och SGI Information 16 [7].

Där grundvattenförhållandena har avgörande betydelse för sannolikheten för skred, skadliga deformationer eller skadlig omgivningspåverkan, ska grundvatten- och portrycksförhållanden samt variationen i tid, med nederbörd och på olika nivåer i jordlagerföljden fastställas. Mätningar utförs så att en fullständig bild av portryckens variationer i såväl djupled som längsled och tvärlängd erhålls. Det ska noteras att flera olika grundvattenmagasin kan förekomma i en jordlagerföljd, främst i skiktad jord. Förekomst av vattenförande eller lågpermeabla skikt identifieras enklast vid CPT-sondering. Det är viktigt att utvärdera skiktens utbredning, kontinuitet och vattenförande förmåga för att utröna inverkan på dräneringsförhållanden och stabilitetsförhållanden.

Om stabiliteten är avhängig därav, ska förekomst av negativa portryck i den vattenmättade och delvis vattenmättade zonen bedömas. Inverkan av negativa portryck är främst aktuell i finkornig jord som lera, silt och finsand. Förekomst av negativa portryck och deras storlek kan kontrolleras via portrycksmätning i fält kompletterat med laboratorieförsök. En grov uppskattning av storleksordningen på de negativa portrycken kan göras baserat på jordens kornstorleksfördelning. Inverkan av negativa portryck kallas ofta "falsk kohesion" och kan beaktas vid beräkning enligt beskrivningen i [7].

Då stabiliteten för schaktslänter ska analyseras är det viktigt att på förhand bedöma den portryckssituation som uppkommer efter utfört arbete. Detta påverkar stabilitetsförhållandena för slänten, dels eftersom effektivspänningssituationen för konstruktionen påverkas, dels eftersom grundvatten kan strömma ut genom slänten och eventuellt orsaka erosion. Sannolikheten för hydrauliskt grundbrott samt uppluckring ska också beaktas, se TD Vatten [8].

3.2.2 Krav på undersökningar

Beroende av geoteknisk kategori ställs olika höga krav på undersökningarnas typ och omfattning. Undersökningar ska utföras enligt svensk standard då sådan finns, annars i enlighet med SGF's rekommenderade standarder och metodbeskrivningar.

Geoteknisk kategori 1

Slänter och bankar som klassificeras i GK1 ska vara så "enkla" att sannolikheten för stabilitetsproblem eller ogynnsamma sättningar och omgivningspåverkan är försumbar. De geotekniska förutsättningarna och grundvattenförhållandena ska vara av sådan art att en besiktning på plats kan klargöra dessa. Om så inte är fallet ska slänten eller banken hänföras till GK2 eller GK3. Till stöd för bedömningar kan topografiska kartor, jordartskartor, översiktliga stabilitetskarteringar samt tidigare utredningar och erfarenheter från området nyttjas.

Information om grundvattenförhållandena kan erhållas från tidigare utredningar och erfarenheter från området, brunnarsarkiv, kontroll av vattennivåer i brunnar och vattendrag, vatten i schakter, slänter o.s.v. Hur områdets geologi och topografi inverkar på grundvattenförhållandena ska bedömas.

Geoteknisk kategori 2

För slänter och bankar som klassificeras i GK2 ska de geotekniska förutsättningarna och grundvattenförhållandena utredas till en nivå som lägst motsvarar rekommendationerna för "detaljerad utredning" i enlighet med [2]. Det innebär att sondering utförs i 2-3 punkter per sektion och provtagning för bestämning av jordens egenskaper utförs i minst 1 punkt per

sektion. Vid förekomst av kohesionsjord ska vingförsök utföras. Avstånd mellan sektioner avgörs baserat på topografiska förutsättningar och jämnheten i jordlagrens sammansättning över området. I övrigt gäller krav och rekommendationer enligt avsnitt 3.2.1 ovan.

Grundvattnets trycknivå mäts (om relevant) i vattenförande bottenlager. Finns mäktigare lager av lågpermeabel jord, t.ex. lera/silt eller organisk jord, utförs portrycksmätning i sådan omfattning att portrycksfördelningen kan bedömas i hela profilen.

Geoteknisk kategori 3

För slänter och bankar som klassificeras i GK3 ska de geotekniska förutsättningarna och grundvattenförhållandena utredas till en nivå som lägst motsvarar rekommendationerna för "fördjupad utredning" i enlighet med [2]. Det innebär att sondering utförs i 3-6 punkter per sektion. Ostörd provtagning för noggrann bestämning av jordens egenskaper och vingförsök utförs enligt rekommendationerna i [2]. Avstånd mellan sektioner avgörs baserat på topografiska förutsättningar och jämnheten i jordlagrens sammansättning över området. I övrigt gäller krav och rekommendationer enligt avsnitt 3.2.1 ovan.

Om konstruktionen i det betraktade gränstillståndet påverkas av portryckssituationen i jorden ska denna undersökas så att en klar bild av förhållandena erhålls. Portrycksmätningar ovan, i och nedanför en slänt kan erfordras. Dessutom ska portrycken i förekommande vattenförande eller lågpermeabla skikt bestämmas. Säsongsvariationer ska också utredas.

3.3 Övrigt underlag

Utöver det underlag som erhålls från geotekniska/hydrogeologiska fält- och laboratorieundersökningar ska kunskap finnas om markytans geometri och bottengeometri i vattendrag som påverkar konstruktionen. Beträffande krav i mätnoggrannhet, råd och rekommendationer hänvisas till [2]. Vattenstånd i vattendrag, förekomst av ledningar, dräneringar och trummor samt eventuell pågående erosion ska inhämtas. Information om områdets geologiska historia, exempelvis tidigare skred är också värdefullt. Ovanstående information ska finnas dokumenterad i MUR (Markteknisk Undersöknings Rapport) se TD Dokumenthantering [9]. Om underlag saknas eller är bristfälligt för någon av ovanstående förutsättningar ska känslighetsanalyser utföras.

3.4 Från mätdata till dimensionerande värde

3.4.1 Allmänt om dimensionerande värden för materialegenskaper

Vid geotekniska beräkningar enligt partialkoefficientmetoden, ska dimensionerande värden på materialparametrar användas. I [1] redovisas hur en specifik geokonstruktions dimensionerande värde för en specifik materialparameter i jorden X_d erhålls från härledda värden \bar{X} . Vid denna härledning beaktas osäkerheter relaterade till jordens egenskaper och till aktuell geokonstruktion. Detta beaktas i fasta partialkoefficienter för olika jordparametrar γ_M och i omräkningsfaktorn η . Följande ekvation nyttjas när ett lågt värde är dimensionerande:

$$X_d = \frac{1}{\gamma_M} \cdot \eta \cdot \bar{X} \quad (3.5a)$$

Följande ekvation nyttjas när ett høgt värde är dimensionerande:

$$X_d = \gamma_M \cdot \eta \cdot \bar{X} \quad (3.5b)$$

där

- X_d Dimensionerande värde på aktuell materialparameter för den aktuella geokonstruktionen.
- \bar{X} Värderat värde baserat på härledda värden för den aktuella materialparametern
- γ_M Fast partialkoefficient, erhålls från BFS 2008:8 eller VVFS 2004:43, se tabell 3.2.
- η Omräkningsfaktor. Värden presenterade i avsnitt 3.4.2 kan nyttjas, alternativt kan omräkningsfaktorn bestämmas via statistiska metoder i enskilda fall.

Härledda värden \bar{X}

När \bar{X} utvärderas baserat på resultat från olika typer av försök är det viktigt att en värdering av de olika försökens relevans för den aktuella dimensioneringssituationen utförs. Större vikt bör ges mer tekniskt avancerade metoder och uppenbart orealistiska mätresultat ska förkastas. Det är också viktigt att betraktade härledda värden är belägna inom område med samma geologiska bildningssätt och geologiska historia. Vidare bör uppmätta värden jämföras med tillgänglig empiri.

Partialkoefficient γ_M

Följande värden på γ_M ska användas vid dimensionering av slänter och bankar:

Tabell 3.2 Partialkoefficienter för materialparametrar i brottgräns, γ_M

Jordparameter	Symbol	Värde
Friktionsvinkel ($\tan \phi'$)	$\gamma_{\phi'}$	1,3
Effektiv kohesion	$\gamma_{c'}$	1,3
Odränerad skjuvhållfasthet	γ_{cu}	1,5
Enaxlig tryckhållfasthet ¹	γ_{qu}	1,5
Tunghet	γ_{γ}	1,0

¹ Enaxlig tryckhållfasthet avser främst bindemedelsstabiliserad jord

Om negativa portryck hanteras som s.k. "falsk kohesion" bör $\gamma_{c'}$ vara större än 1,3 till följd av osäkerhet i bestämning av både $\tan \phi'$ och det effektiva negativa portrycket.

Omräkningsfaktorn η

Omräkningsfaktorn η beräknas som produkten av ett antal delfaktorer $\eta_1, \eta_2 \dots \eta_8$, se ekvation 3.6.

$$\eta = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot \eta_5 \cdot \eta_6 \cdot \eta_7 \cdot \eta_8 \quad (3.6)$$

Delfaktorerna beaktar:

- Egenskapens naturliga variation, definierad i form av variationskoefficienten V_x , η_1
- Antal oberoende undersökningspunkter n , η_2
- Osäkerhet relaterad till bestämning av jordens egenskaper, η_3
- Geokonstruktionens närhet till undersökningspunkt, η_4

- Omfattning av den del av marken som bestämmer beteendet hos geokonstruktion i det betraktade gränstillståndet, η_5
- Geokonstruktionens förmåga att överföra laster från veka till fasta delar i marken, η_6
- Typ av brottmekanism (sprött eller segt), η_7
- Parameterns betydelse i förhållande till andra lastgivande eller mothållande parametrar, η_8

För dimensionering av slänter och bankar förs delfaktorerna η_1 och η_2 samman enligt

$$\eta_{(1,2)} = \eta_1 \cdot \eta_2 \quad (3.7)$$

Värden för $\eta_{(1,2)}$ presenteras i tabell 3.3a och 3.3b.

Värden för delfaktorn η_3 presenteras i tabell 3.4a- 3.4c.

Delfaktorerna η_4 , η_5 , η_6 och η_7 förs samman enligt

$$\eta_{(4,5,6,7)} = \eta_4 \cdot \eta_5 \cdot \eta_6 \cdot \eta_7 \quad (3.8)$$

Värden för $\eta_{(4,5,6,7)}$ presenteras i tabell 3.5.

För dimensionering av slänter och bankar sätts $\eta_8 = 1,0$.

I normalfallet bör omräkningsfaktorn η för odränerad skjuvhållfasthet c_u ligga i intervallet

$$0,75 \leq \eta_{c_u} \leq 1,10$$

och för dränerade hållfasthetsparametrar c' och ϕ' i intervallet

$$0,85 \leq \eta_{c'/\phi'} \leq 1,10$$

I grovkorniga fyllnadsmaterial kan "tabellvärden" utnyttjas, se tabell 3.1. Dessa värden ska ses som karakteristiska värden, vilket medför att $\eta = 1,0$.

Dränerade hållfasthetsegenskaper i kohesionsjord, ϕ' och c' , får uppskattas empiriskt med ledning av förkonsolideringstryck alternativt odränerad skjuvhållfasthet, se ekvation 3.3 och 3.4. Dessa empiriska värden ska ses som karakteristiska värden, vilket medför att $\eta = 1,0$ ska tillämpas.

Karakteristiskt värde

Karakteristiskt värde för en materialparameter¹ X_k definieras som:

$$X_k = \eta \cdot \bar{X} \quad (3.9)$$

¹ Används för dimensionering med karakteristiska värden enligt TK Geo [10]

vilket innebär att dimensionerande värde för en materialparameter definieras som

$$X_d = X_k \cdot \frac{1}{\gamma_M} \quad (3.10)$$

3.4.2 Delfaktorer $\eta_{(1,2)}$, η_3 och $\eta_{(4,5,6,7)}$ för bestämning av hållfasthetsegenskaper från fält- och labförsök

Delfaktorn $\eta_{(1,2)}$

Delfaktorn $\eta_{(1,2)}$ beror av antal oberoende undersökningspunkter, betecknade n och den aktuella materialegenskapens naturliga variation, här uttryckt via variationskoefficienten V_x . Oberoende undersökningspunkter innebär att de punkter i vilka mätningar för att utvärdera en viss egenskap utförts (antingen fältförsök eller provtagningspunkter), ska vara belägna på ett visst inbördes avstånd för att räknas som oberoende. Om flera typer av metoder använts i en och samma punkt räknas dessa som 1 punkt. Den kvalitetshöjning som nyttjandet av flera metoder innebär, får istället tillgodoräknas i delfaktorn η_3 enligt nedan. Som riktlinje kan undersökningspunkter belägna på ett större avstånd än 20 meter anses vara oberoende i jordar avsatta i lugnvatten (finkorniga jordar). För jordar avsatta i strömmande vatten (grovkorniga jordar) och för moräner kan ett avstånd på 5 meter anses vara tillräckligt för att undersökningspunkter ska vara oberoende. Väl genomtänkta ingenjörsmässiga avväganden bör dock alltid ligga till grund för dessa bedömningar.

För att bestämma n vid dimensionering av slänter och bankar är det också viktigt att beakta att undersökningspunkterna är belägna inom område med samma geologiska bildningssätt och geologiska historia. Exempelvis kan undersökningar utförda ovanför och nedanför en slänt höra till områden med olika geologiskt bildningssätt och/eller geologiska historia. Uppmätta värden i olika punkter ska också vara jämförbara bl.a. vad gäller spänningsnivå och nivå i jordlagerföljden. Exempelvis kan jord under eller i närheten av en befintlig bankfyllning vara utsatt för en annan spänningssituation än jord på större avstånd från banken. Erosion är ett annat exempel som kan orsaka en förändrad spänningssituation.

Variationskoefficienten V_x , bestäms normalt inte heller i enskilda projekt. I tabell 3.3a-3.3b presenteras värden på $\eta_{(1,2)}$ för hållfasthetsegenskaper för några "typjordar" som kan nyttjas för dimensionering av slänter och bankar. Angivna värden på V_{cu} i tabell 3.3a-3.3b ska ses som riktvärden, stora avvikelser kan förekomma och andra värden på $\eta_{(1,2)}$ än de tabellerade kan då vara aktuella.

Tabell 3.3a Värderna för $\eta_{(1,2)}$ för utvärdering av c_u

Jordtyp	V_{c_u}	$n=1$	$n=2$	$n=3$	$n=5$	$n=7$	$n=9$
"Normalsvensk lera" ¹	15%	0,85	0,90	0,95	1,0	1,0	1,0
Sulfidjord ²	20%	0,80	0,85	0,90	0,95	1,0	1,0
Gyttjig lera, gyttja	20%	0,80	0,85	0,90	0,95	1,0	1,0
Torv	>30%	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,0
Silt ³	20%	0,80	0,85	0,90	0,95	1,0	1,0

¹Normalsvensk lera" innebär här mineraljord med mindre än 2% organisk halt (vikt-%) som i stort följer Hansbo's relation, ekvation 3.2

²Sulfidjord innebär finkornig jord med innehåll av främst järnsulfider som påträffas längs norrlandskusten, se SGI Rapport 69 [11]

³Avser siltjordar som uppvisar odränerade egenskaper vid belastning, exempelvis lerig silt och finsilt

Tabell 3.3b Värderna för $\eta_{(1,2)}$ för utvärdering av ϕ'

Jordtyp	V_{ϕ}	$n=1$	$n=2$	$n=3$
Silt och sand ¹	6%	0,90	0,95	1,0
Grus och morän ²	6%	0,90	0,95	1,0

¹Utvärderat från CPT-sondering

²Utvärderat från hejarsondering

Då dränerade parametrar utvärderas från laboratorieprovningar sätts $\eta_{(1,2)} = 1,0$.

Delfaktorn η_3

Delfaktorn η_3 beaktar osäkerheter i bestämningen av jordens egenskaper. Värdet på η_3 beror av vilka typer av metoder som använts, om empiri nyttjats och om dessa visar stor eller liten inbördes spridning i utvärderade härledda värden. Observera att empiri alltid ska beaktas och att de utförda undersökningarna ska verifieras med den åberopade empirin. I tabell 3.5a – 3.5c redovisas faktorer som inverkar vid värdering av η_3 för utvärdering av odränerad skjuvhållfasthet c_u respektive dränerade hållfasthetsparametrar ϕ' och c' .

Tabell 3.4a Värderna för η_3 för utvärdering av c_u

Inverkande faktorer	η_3
En metod av typen CPT/Vingförsök/fallkonförsök har använts	0,90
Två till tre metoder har använts, stor spridning i resultat ¹	0,95
Två till tre metoder har använts, liten spridning i resultat	1,0
Två till tre metoder har använts, liten spridning i resultat och empiriska samband ² bekräftar resultaten	1,05
Direkta skjuvförsök eller triaxialförsök bekräftar resultat från andra undersökningar samt empiri	1,1

¹Uppenbart orealistiska mätresultat bör förkastas innan utvärdering utförs

²Avser empiri baserat på relationen mellan c_u och σ'_c (utvärderad från ödometer- eller triaxialförsök)

Tabell 3.4b Värderna för η_3 för utvärdering av ϕ' och c' i kohesionsjord

Inverkande faktorer	η_3
Direkta skjuvförsök eller triaxialförsök har utförts	1,1

Tabell 3.4c Värderna för η_3 för utvärdering av ϕ' i naturligt lagrad friktionsjord

Inverkande faktorer	η_3
CPT/hejarsondering har ej utförts (endast enklare sonderingsmetoder eller tabellvärden nyttjas)	0,90
Hejarsondering ¹ har utförts	0,95
CPT-sondering ¹ har utförts	1,0

¹CPT-sondering utförs i silt och sand, hejarsondering utförs i fastare grovkorniga jordar

Delfaktorn $\eta_{(4,5,6,7)}$

Delfaktorn $\eta_{(4,5,6,7)}$ beaktar i princip omfattningen av en potentiell brottyta i jorden och om skjuvhållfastheten längs brottytan bestäms av medelvärdet i jordvolymen eller av enstaka värden i svaghetszoner. Detta är aktuellt vid förekomst av svaga skikt i jorden eller för beräkning av plana glidytor. Delfaktorn beaktar även den studerade brottytans läge i förhållande till undersökta punkter. Konstruktionens närhet till undersökningspunkterna ska värderas, d.v.s. om egenskapens härledda värde \bar{X} har utvärderats från undersökningar i ett stort område eller enbart baserats på resultat från punkter nära konstruktionen. Om brottytan är stor och mobiliserbar skjuvhållfasthet längs denna kan antas bestämmas av medelvärdet för en stor jordvolym, kan ett högre värde på $\eta_{(4,5,6,7)}$ utnyttjas. Exempelvis kan fall med höga bankar, långsträckta slänter eller stora schakter inrymmas under dessa förutsättningar. Om brottytan är liten och \bar{X} bestäms baserat på mätningar i en stor jordvolym samtidigt som konsekvensen av brott är av betydelse för konstruktionen eller omgivningen, ska ett lägre värde användas. Exempelvis kan fall med låga bankar, låga slänter eller lokala schakter inrymmas under dessa förutsättningar.

Risken för följeffekter av ett mindre brott, exempelvis fortlöpande skred, ska beaktas. I tabell 3.4 redovisas värdena för $\eta_{(4,5,6,7)}$.

Tabell 3.5 Värderna för $\eta_{(4,5,6,7)}$

Omfattning av brottyta, konsekvens av brott	Medelvärde ¹ / Svag zon ²	Avstånd till undersökning	$\eta_{(4,5,6,7)}$
Stor brottyta	Medel	-	1,0
	Svag zon	-	0,95
Liten brottyta, liten konsekvens av brott	-	-	1,0
Liten brottyta, stor konsekvens av brott	Medel	Kort ³	1,0
		Långt ⁴	0,95
	Svag zon	Kort ³	0,95
		Långt ⁴	0,90

¹ Skjuvhållfastheten längs brottytan bestäms av medelvärdet, exempelvis cirkulär-cylindriska glidytor i homogen jord

² Skjuvhållfastheten längs brottytan bestäms av lokal svaghetszon, exempelvis plana glidytor i svaga skikt

³ \bar{X} för analys av den aktuella brottytan bestäms enbart av punkter nära denna

⁴ \bar{X} för analys av den aktuella brottytan bestäms även av punkter långt från denna

3.4.3 Egentyngd

Tunghet γ i fyllnadsmaterial bestäms oftast empiriskt. Värderna presenterade i exempelvis [10] kan utnyttjas. Den naturliga jordens tunghet γ väljs i första hand baserat på geotekniska

undersökningar. Om tillräckligt underlag saknas får empiriska värden användas även för den naturliga jorden.

Vid utvärdering av dimensionerande värden på jordmaterials tunghet ska $\eta = 1,0$ nyttjas.

3.4.4 Portryck och vattenstånd

Medelvärde av årsvisa maxvärden (alternativt minvärden) ska användas som härledda värden för grund- eller porvattentryck. En prognos av högsta och lägsta portryck för den aktuella jordlagerföljden får göras med hjälp av andra långvariga mätningar i regionen. Fritt vatten i vattendrag ska ges nivå motsvarande LLW eller HHW, beroende på vad som är dimensionerande i det aktuella fallet.

Det dimensionerande värdet för grundvatten och portryck i stabilitetsberäkningarna ska motsvara prognostiserad maximinivå alternativt miniminivå med återkomsttiden 50 år. Partialkoefficient för vattenstånd ska vara 1,0. Ytterligare krav och rekommendationer återfinns i avsnitt 3.2.1.

4 Projektering

4.1 Allmänt avseende projektering

I GK1 används framförallt hävdvunna metoder eller överslagsmässiga beräkningar. För dimensionering av geokonstruktioner i GK2 ska partialkoefficientmetoden nyttjas om konstruktionen samtidigt är av typen nykonstruktion. Beräkningar baseras på indata i form av dimensionerande värden. I övriga fall, d.v.s. om geokonstruktionen klassas som GK1 eller GK3 eller om en GK2 konstruktion inte hänförs till typen nykonstruktion kan dimensionering utföras enligt partialkoefficientmetoden eller på annat sätt, t.ex. via beräkningar baserade på totalsäkerhetsfilosofi och karakteristiska värden, se [2] och kommande IEG Rapport 16.

För konstruktioner i GK3 krävs i allmänhet utökad kontroll och övervakning i byggskedet.

4.2 Beräkningsförutsättningar

4.2.1 Geoteknisk kategori

Se avsnitt 3.1.

4.2.2 Säkerhetsklass

Partialkoefficienter för att beakta säkerhetsklass (SK) definieras i BFS 2209:16 [12] eller VVFS 2009:19 [13] och betecknas γ_d , se tabell 4.1. För beskrivning och val av säkerhetsklass, se även [1].

Vid dimensionering av slänter och bankar i brottgränstillstånd påverkar säkerhetsklassen dimensionerande last. I avsnitt 4.3.1.1 redovisas hur säkerhetsklass kan hanteras vid användning av släntstabilitetsprogram.

Tabell 4.1 Partialkoefficient som beaktar säkerhetsklass

Säkerhetsklass	Partialkoefficient som beaktar säkerhetsklass, γ_d
SK 1	0,83
SK 2	0,91
SK 3	1,0

Säkerhetsklass och därmed partialkoefficient γ_d avgörs beroende på risken för personskador vid eventuellt brott. Även ekonomiska, miljömässiga och sociala konsekvenser ska vägas in vid val av säkerhetsklass.

Säkerhetsklass bestäms enligt beställarens krav och några exempel ges nedan.

För slänter får SK1 väljas vid beräkning där ett brott endast påverkar ett område av karaktären naturmark. Naturmark definieras enligt [2] som "mark som endast utnyttjas för dagvistelse för enstaka personer och som inte inrymmer några anläggningar av betydelse". SK1 får även tillämpas då vägbanan eller banvall inte berörs, t ex för vissa ytterslänter och GC-vägar. För slänter i all annan mark ska SK2 eller SK3 användas.

Enklare ledningsschakter där det inte finns risk för allvarliga personskador kan utföras i SK1.

Bankar dimensioneras oftast i SK2.

Vägverket och Banverket tillämpar SK3 för bankar i kvicklereområden, se [10].

Berör stabilitetsbrottet annan anläggnings- eller byggnadsdel ska konstruktionen (slänten/banken) hänföras till lägst samma säkerhetsklass som denna.

I byggskedet ska säkerhetsklass väljas utifrån de under byggskedet rådande förhållandena och en värdering ska utföras från fall till fall.

4.2.3 Laster och lasteffekter

Brottgränstillstånd

I brottgränstillstånd räknas för slänter och bankar dimensionerande lasteffekt för ogynnsamma geotekniska laster enligt dimensioneringsätt DA3, ekvationen 6.10 i SS-EN1990 där hänsyn tas till säkerhetsklass:

$$\text{Geo.last} = \gamma_d \cdot 1,1 \cdot G_{kj} + \gamma_d \cdot 1,4 \cdot Q_{kj} \quad (4.1)$$

Vilket ger följande ekvationer för de olika säkerhetsklasserna:

$$\text{SK1 Geo.last} = 0,83 \cdot 1,1 \cdot G_{kj} + 0,83 \cdot 1,4 \cdot Q_{kj} = 0,91 \cdot G_{kj} + 1,16 \cdot Q_{kj} \quad (4.1a)$$

$$\text{SK2 Geo.last} = 0,91 \cdot 1,1 \cdot G_{kj} + 0,91 \cdot 1,4 \cdot Q_{kj} = 1,00 \cdot G_{kj} + 1,27 \cdot Q_{kj} \quad (4.1b)$$

$$\text{SK3 Geo.last} = 1,00 \cdot 1,1 \cdot G_{kj} + 1,00 \cdot 1,4 \cdot Q_{kj} = 1,10 \cdot G_{kj} + 1,40 \cdot Q_{kj} \quad (4.1c)$$

där

G_{kj} = Permanent last, t.ex. egentyngd från jordmaterial

Q_{kj} = Variabel last, t.ex. trafiklast

Beräkning av lasteffekt med hänsyn till geoteknisk last där flera variabla laster påverkar, utförs i enlighet med [1].

Karakteristiska värden för jords egentyngd i bankar väljs oftast baserat på erfarenhetsvärden, se avsnitt 3.4.3.

Trafiklaster för väg- och järnvägsbankar är exempel på variabla laster och väljs i enlighet med [10]. Nyttig last från byggnader väljs enligt Boverkets föreskrifter.

Bruksgränstillstånd

I bruksgränstillstånd räknas för slänter och bankar dimensionerande lasteffekt för ogynnsamma geotekniska laster enligt följande lastkombination i SS-EN1990:

$$\text{Geo.last} = G_{kj} + \psi_2 Q_{kj} \quad (4.2a)$$

För gynnsamma geotekniska laster tillämpas följande lastkombination i SS-EN1990

$$\text{Geo.last} = G_{kj} \quad (4.2b)$$

Varaktighetskoefficienterna ψ_2 återfinns i BFS 2008:8 och VVFS 2004:43.

4.3 Dimensionering i brottgränstillstånd

För att exemplifiera arbetsgången för stabilitetsberäkningar i brottgränstillstånd presenteras exempel i bilaga A och B.

4.3.1 Dimensionering genom beräkning

För glidytor i jord som uppvisar odränerade egenskaper, exempelvis lera, ska såväl odränerad som kombinerad analys utföras. För odränerad analys ska variabel last medräknas. För kombinerad analys ska den variabla lastens intensitet och varaktighet i tid beaktas.

För glidytor i jord som inte uppvisar odränerade egenskaper, exempelvis friktionsjord, behöver enbart dränerad analys utföras. Variabel last medräknas.

Tillämpning av partialkoefficientmetoden kan innebära att den kritiska glidyttans placering och form ändras jämfört med analyser med totalsäkerhetsfilosofi. Vid osäkerhet i beräkningsresultaten bör jämförande beräkningar med analys enligt totalsäkerhetsfilosofi (tidigare praxis) utföras.

4.3.1.1 Partialkoefficientmetoden

Vid dimensionering i brottgränstillstånd med partialkoefficientmetoden tillämpas metodiken beskriven i detta dokument. Indata i form av jordegenskapers dimensionerande värden ska nyttjas. Dimensionerande värden används även för laster och övriga förutsättningar.

Rekommenderat dimensioneringssätt för beräkning

Dimensioneringssätt DA3 enligt SS-EN 1997-1 ska användas för slänter och bankar.

Dimensionerande värden samt val av partialkoefficienter

För att erhålla dimensionerande värden på materialparametrar i brottgränstillstånd ska partialkoefficienter enligt tabell 3.2 användas.

Vid stabilitetsberäkning, med program baserade på totalsäkerhet, ska alltid dimensionerande värden på laster beräknas enligt ekvation 4.1 b, även i SK1 och SK3. Inverkan av säkerhetsklass beaktas genom att erforderlig säkerhetsfaktor enligt tabell 4.2 används.

Dimensionerande värden på grundvatten och portryck ska bestämmas enligt avsnitt 3.4.4.

Tillämpbara beräkningsmodeller

Vid brottgränsdimensionering används någon av de "rigorösa" lamellmetoderna, se [2]. Jordan anses vara ett idealplastiskt material där skjuvhållfasthetens dimensionerande värde mobiliseras längs hela brottytan oavsett vilka töjningar som krävs för att mobilisera denna. Lamellmetoderna bygger också normalt på ett tvådimensionellt fall där geometrin har oändlig utbredning i släntens längdriktning. Vidare information om detta kan erhållas bl.a. i [2]. Metodiken för beaktande av 3D-effekter som beskrivs i [2] får utnyttjas. Observera att dimensionerande värden på hållfasthetsparametrar ska användas även för ändytorna.

Hantering av partialkoefficientmetoden med stabilitetsprogram

För att få en praktisk lösning vid beräkningar med stabilitetsprogram utvecklade för totalsäkerhetsanalyser används ekvation 4.1 b vid beräkning av laster, även för SK1 och SK3. Det innebär i praktiken att inverkan av säkerhetsklass har omformats till att säkerhetsfaktorn som erhålls med stabilitetsprogrammet beräkningsmässigt ska överstiga faktor F_{EN} enligt tabell 4.2.

Tabell 4.2 Krav F_{EN} vid beräkning med stabilitetsprogram

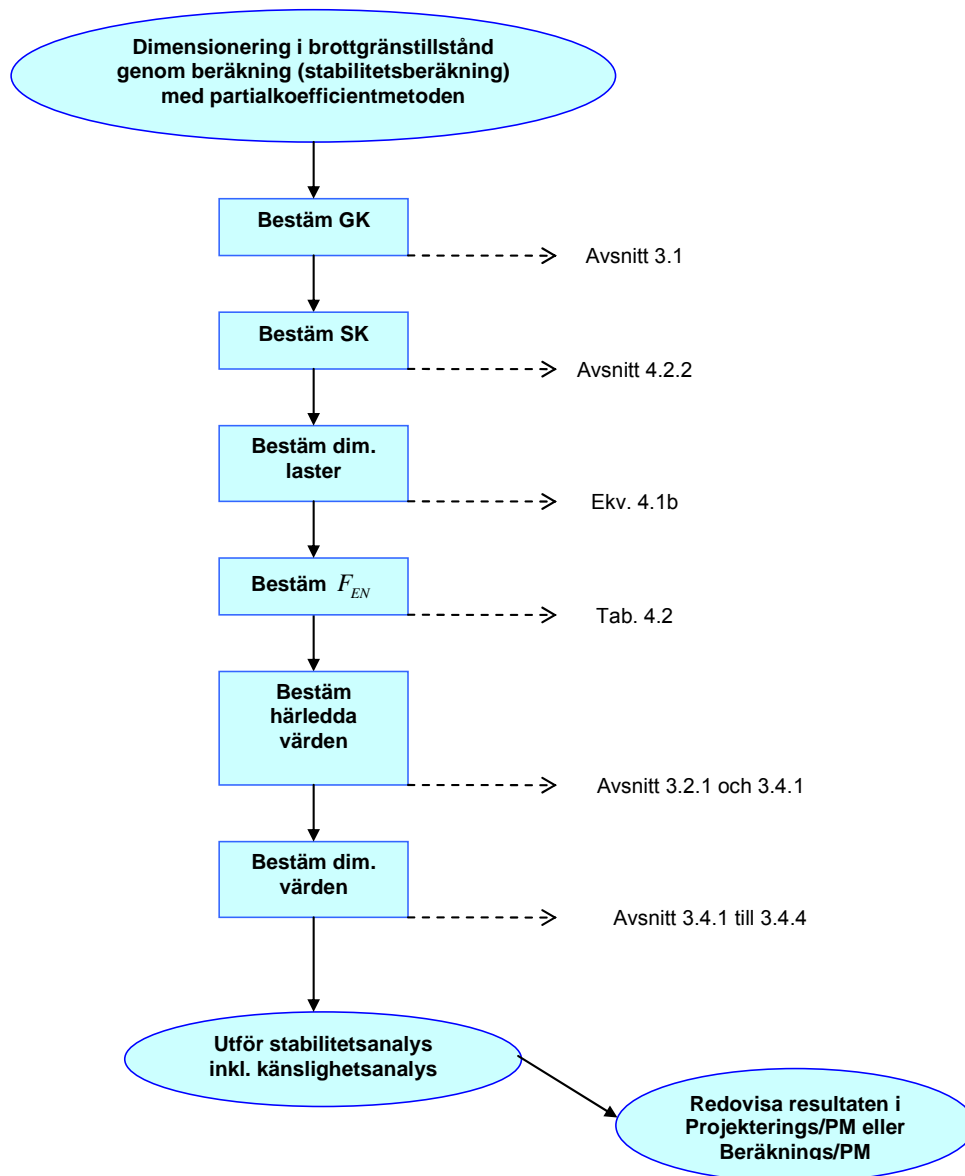
Säkerhetsklass	Faktor F_{EN} för beräkning med stabilitetsprogram ²
SK 1	0,9
SK 2	1,0
SK 3	1,1

Arbetsgång

Förslag till arbetsgång vid brottgränsdimensionering av slänter och bankar enligt partialkoefficientmetoden, se även figur 4.1.

1. Bestäm geoteknisk kategori, se avsnitt 3.1 och [1]
2. Bestäm dimensioneringssätt, i detta fall alltid DA3
3. Bestäm säkerhetsklass, se avsnitt 4.2.2
4. Beräkna dimensionerande laster, i detta fall alltid enligt ekvation 4.1b.
5. Bestäm erforderlig säkerhetsfaktor F_{EN} enligt tabell 4.2
6. Bestäm härledda värden, se avsnitt 3.2.1 och 3.4.1 samt [1]
7. Bestäm dimensionerande värden på materialegenskaper, se avsnitt 3.4.1 till 3.4.4.
8. Utför stabilitetsanalys inklusive känslighetsanalys
9. Redovisa resultaten i enlighet med TD Dokumenthantering [9]

² Anm. Säkerhetsfaktorerna gäller för beräkning med stabilitetsprogram baserade på totalsäkerhet



Figur 4.1 Schematisk arbetsgång vid stabilitetsberäkning med partialkoefficientmetoden

4.3.1.2 Totalsäkerhetsfilosofi

Se kommande IEG Rapport 16. Tills vidare kan dimensionering i brottgränstillstånd med totalsäkerhetsfilosofi utföras enligt rekommendationer och metodik presenterad i [2] eller i [10].

4.3.1.3 Numeriska beräkningar

Vid användandet av numeriska beräkningsmetoder³ för att beräkna säkerhetsfaktorn mot stabilitetsbrott ska beräkning med så verklig ingångsdata som möjligt⁴ ske. Det rekommenderas att värderade värden baserat på härledda värden \bar{X} används för materialparametrar. Samtliga partialkoefficienter på såväl laster, jordparametrar och bärförmåga sätts till 1,0. Känslighetsanalyser av olika parametrar bör utföras. Exempel på

³ Exempelvis "finita elementmetoden" eller "finita differensmetoden"

⁴ I jordar där en hållfasthetsanisotropi förekommer kan dock avsteg krävas om en isotrop jordmodell används.

värden som bör varieras är de olika modulerna, förhållandet mellan initiell horisontalspänning och vertikalspänning samt förkonsolideringstrycket.

Krav på erforderlig säkerhetsfaktor kan bestämmas enligt ekvation 4.3.

$$F_{num} = \frac{\gamma_M \cdot F_{EN}}{\eta} \quad (4.3)$$

där

F_{num} = erforderlig säkerhetsfaktor vid numeriska beräkningar

γ_M = γ_{c_u} vid odränerad analys respektive γ_{ϕ} vid dränerad analys, se tabell 3.2

η = enligt avsnitt 3.4.1 och 3.4.2 ovan

F_{EN} = Erforderlig säkerhetsfaktor vid beaktande av säkerhetsklass, se tabell 4.2

Vid förekomst av både friktionsjordar, där hållfastheten definieras av ϕ' och c' , och kohesionsjordar, där hållfastheten definieras av c_u , utförs en viktning vid bestämning av

F_{num} .

4.3.2 Dimensionering genom hävdvunna metoder

Enligt SS-EN 1997-1 kan överskridande av gränstillstånd undvikas genom att en konstruktion kontrolleras genom konventionella och allmänt konservativa regler samt erfarenhetsmässig dimensionering. Ofta dimensioneras konstruktioner tillhörande GK1 genom hävdvunna metoder. Det kan t ex vara låga bankar på friktionsjord, slänter i kohesionsjord där terrängen är flackare än 1:10 (gäller ej kvicklera), schakter ovan grundvattenytan med mindre djup än 1,5 m i silt eller lös kohesionsjord och mindre än 3,0 m i fast jord.

4.3.3 Dimensionering genom modellförsök och provbelastning

Enligt SS-EN 1997-1 kan överskridande av gränstillstånd undvikas genom att en konstruktion kontrolleras genom modellförsök och provbelastning. Antingen kan enbart denna metod användas eller som ett komplement till de övriga. Exempelvis kan provbankar eller provschakter med tillhörande uppföljningsmätning utföras för jordtyper där tidigare erfarenhet saknas eller är otillräcklig.

4.3.4 Dimensionering genom observationsmetoden

Enligt SS-EN 1997-1 kan överskridande av brottgränstillstånd undvikas genom att en konstruktions beteende verifieras med observationsmetoden. Antingen kan enbart denna metod användas eller som ett komplement till de övriga. Metoden används framförallt i GK3 och kan användas för slänter och bankar med eller utan förstärkningsåtgärder. I fall där det geotekniska beteendet hos en konstruktion är svårt att bestämma på förhand är metoden användbar. Osäkerheter i projekteringsfasen kan då kompenseras av mätningar, kontroller och uppföljningar kopplat till åtgärder under byggskedet. För djupa schakter och i fall där vatten har en avgörande betydelse bör observationsmetoden övervägas. Då stabiliteten för bankuppfyllnader är beroende av en tillväxt i skjuvhållfasthet till följd av ökade effektivspänningar i jorden eller då förstärkningsåtgärder kan optimeras om hänsyn tas till tillväxt bör observationsmetoden tillämpas.

För att metoden ska följa SS-EN 1997-1 ställs ett antal krav, bl.a:

- Prognoser för troligt beteende hos konstruktionen ska upprättas (rörelser, portryck m m). Prognoser upprättas i allmänhet via på beräkningar/bedömningar baserade på härledda värden.
- Acceptabla gränser för beteendet ska bestämmas.
- Gränserna för möjligt beteende ska beräknas. Känslighetsanalyser där olika parametrar varierar inom rimliga gränser utförs.
- Kontroll- och åtgärdsprogram upprättas.
- Kontroller utförs under byggskedet.
- Åtgärder vidtas om gränser tenderar att överskridas.

För utförligare beskrivning av metoden hänvisas till TD Grunder [3].

4.4 Dimensionering i bruksgränstillstånd

4.4.1 Dimensionering genom beräkning

Samtliga ingående partialkoefficienter ska vara 1,0 vid verifiering av bruksgränstillstånd. Värderade värden baserade på härledda värden på jordens egenskaper ska användas vid beräkning. Laster enligt ekvation 4.2 används. Trafiklast beaktas inte vid beräkning i bruksgränstillstånd.

Verifiering av bruksgränstillstånd i SS-EN 1997-1 kräver antingen att:

1. den dimensionerande lasteffekten underskrider ett bestämt gränsvärde, vilket kopplas till att gränsvärdena för tillåtna deformationerna underskrids

eller

2. tillräckligt låg andel av markens hållfasthet mobiliseras för att hålla deformationerna inom de krävda gränsvärdena

För att verifiera att villkor 1 är uppfyllt för bankar avsedda för infrastruktur utförs beräkningar enligt [10] där även gränsvärdena för tillåtna deformationer redovisas.

Tillämpning av villkor 2 får göras under förutsättning att dokumenterad erfarenhet finns från liknande konstruktion på liknande grund.

4.4.2 Dimensionering genom hävdvunna metoder

Se avsnitt 4.3.2.

4.4.3 Dimensionering genom modellförsök och provbelastning

Se avsnitt 4.3.3.

4.4.4 Dimensionering genom observationsmetoden

Se avsnitt 4.3.4.

5 Materialkrav

Krav på utförande, materialtyp mm för bankfyllnader avsedda för infrastruktur ska inhämtas i [10].

6 Utförande

Geoteknisk kategori 1

För schaktslänt eller bank som hänförs till GK1 krävs i allmänhet inte någon specifik utförandeplanering ur geotekniskt hänseende.

Geoteknisk kategori 2 och 3

För schaktslänt eller bank som hänförs till GK2 eller GK3 ska objektspecifik utförandeplanering innehållande bl.a. arbetsordning upprättas. Utförandeplaneringen ska vara kopplad till kontroll- och åtgärdsprogram. De beräkningar som utförts under projekteringsfasen ska återspegla den arbetsordning, exempelvis schaktetapper eller upplastningsetapper, som utförs i utförandeskedet. Arbetsordningen ska tillse att intentionerna i projekteringen efterföljs och att arbetena utförs med tillräcklig säkerhet i byggskedet. Det ska även framgå vilka maximala temporära släntlutningar och nivåskillnader som tillåts och hur lång tid slänter tillåts ha denna lutning. Om arbetsordningen eller andra förutsättningar förändras under utförandeskedet ska detta kontrolleras och godkännas av ansvarig geotekniker.

7 Uppföljning och kontroll

Program för uppföljning, kontroll och åtgärder ska alltid upprättas för att verifiera förutsättningar och antaganden i projekteringsfasen och att konstruktion och jord beter sig som förväntat. Utöver detta ska även konstruktionens inverkan på omgivningen kontrolleras.

Geoteknisk kategori 1

För schaktslänt eller bank som hänförs till GK1 kan uppföljning och kontroll begränsas till besiktning av geotekniskt sakkunnig. Vid besiktning klarläggs de verkliga jord-, berg- och grundvattenförhållandena och kontrolleras mot de förutsättningar som projekteringen baserats på. Vid besiktning av en schaktslänt är det exempelvis viktigt att kontrollera om det förekommer jordlager med lösare lagring än förutsatt, jordlager med flytjordsegenskaper, erosion eller inträngande grundvatten. För en bankfyllning kan enkla sättningmätningar med exempelvis markpegel utföras för att verifiera att konstruktionens verkliga beteende överensstämmer med det som förväntats. Relevanta iakttagelser enligt ovan och förhållanden vid besiktningstillfället (t.ex. temperatur, nederbörd mm) dokumenteras.

Geoteknisk kategori 2 och 3

För schaktslänt eller bank som hänförs till GK2 eller GK3 ska objektspecifikt kontroll- och åtgärdsprogram upprättas. Utöver verifiering av de verkliga jord-, berg- och grundvattenförhållandena (som för GK1) ska även konstruktionens och jordens verkliga beteende samt omgivningspåverkan kontrolleras under byggtiden. På förhand upprättade prognoser för ett beteende kan vara till hjälp och kan ge tidiga indikationer på om en konstruktion beter sig som förväntat. Prognoser kan upprättas via beräkningar eller baserat på erfarenhet/empiri. Vid upprättande av prognoser kan känslighetsanalyser utnyttjas, där osäkra faktorer som påverkar beteendet varieras. Exempelvis kan materialparametrar, portrycksnivåer eller geometriska förutsättningar varieras. Gränsvärden för acceptabelt beteende och åtgärdsprogram ska tas fram. Gränsvärdena ska vara upprättade så att det betraktade gränstillståndet inte överskrids eller att skadlig omgivningspåverkan uppkommer. Kontroller kopplas till utförandeplanen och kritiska moment identifieras.

För en schaktslänt i GK2 bör horisontella och vertikala markrörelser ovanför slänten, i slänten och nedanför slänten kontrolleras. Markpegel och syftlinjer kan tillämpas. En schaktslänt i GK3 bör utöver detta kontrolleras med mätning av horisontalrörelser mot djupet. Inklino-
metermätning rekommenderas.

För en bankuppfyllnad i GK2 eller GK3 bör sättningsförloppet kontrolleras via sättningsmätning. Mätning utförs så att inga svårigheter uppstår vid tolkning av mätresultatet, exempelvis bör mätning utföras strax innan och strax efter påförande av ett upplastningssteg. I jord med låg permeabilitet (t.ex. lera eller silt) bör portrycksutvecklingen följas upp. Om säkerheten mot stabilitetsbrott för bankuppfyllnad är beroende av att jordens hållfasthet ökar i takt med effektivspänningsökningen i jorden ska hållfastheten kontrolleras under byggskedet. Mätning av horisontalrörelser i jorden kan också ge information om stabilitetsförhållandena.

Dimensionering av bankuppfyllnader och schakter i GK3 bör övervägas att utföras via observationsmetoden.

8 Dokumentation

Krav på hur redovisning av geotekniskt utrednings- och projekteringsarbete ska redovisas, från fältundersökningar till bygghandling med uppföljning och kontroll presenteras i TD Dokumenthantering [9].

Dimensionering av slänter och bankar utförs i planerings- och projekteringsfasen och baseras på information som presenteras i MUR, Markteknisk undersökningsrapport. I MUR redovisas utförda fält-, lab- och arkivundersökningar samt observationer och inventeringar. Sammanställning av utförda undersökningar i diagram och tabeller samt presentation av härledda värden redovisas också.

Redovisning av projekteringsarbetet görs i Projekterings PM/Geoteknik. Häri redovisas bl.a. hur jordens egenskaper i form av geokonstruktionens dimensionerande värden tagits fram baserat på de härledda värdena. Det är viktigt att alla förutsättningar och antaganden i denna process redovisas, exempelvis hur antalet oberoende undersökningspunkter n valts, vilka värden på variationskoefficienten V_x som antagits (eller om de bestämts i projektet) och hur de olika omräkningsfaktorerna $\eta_1 - \eta_8$ utvärderats.

Vidare ska redovisas hur dimensioneringen av slänten eller banken utförts, via beräkning, hävdvunna metoder, modellförsök och provbelastning eller observationsmetoden. Om beräkningar utförts ska de redovisas på ett sätt så att de går att "reproducera", dvs relevanta förutsättningar och antaganden samt indata ska presenteras. I Projekterings PM/Beräkningar redovisas utförda beräkningar och relevanta beräkningsresultat. Utförda antaganden ska motiveras och det ska framgå hur beräkningarna utförts, när och av vem. Om datorprogram använts ska programmets namn och version redovisas. Beräkningsresultat som ska ligga till grund för upprättande av kontrollprogram ska redovisas på ett sätt så dessa senare kan användas på ett ändamålsenligt och enkelt sätt. När känslighetsanalyser utförts ska "variationsintervallen" motiveras.

Projekterings PM/Geoteknik och Projekterings PM/Beräkningar kan upprättas som separata handlingar alternativt som en handling.

Projekterings PM/Geoteknik ska även omfatta materialkrav och utförandeplanering, exempelvis arbetsordning, krav på uppföljning och kontroller. Baserat på de styrande delarna av Projekterings PM/Geoteknik upprättas beskrivning (inkl. kontrollprogram) som är en del av förfrågningsunderlag.

9 Referenser

- [1] IEG (2008), Tillämpningsdokument Grunder, Rapport 2:2008
- [2] Skredkommissionen (1995), Anvisningar för släntstabilitetsutredningar, Rapport 3:95
- [3] SGI (2007), Skjuvhållfasthet – utvärdering i kohesionsjord, Information 3
- [4] SGI (1989), Hållfasthet i friktionsjord, Information 8
- [5] SGI (2007), CPT-sondering – utrustning – utförande – utvärdering, Information 15
- [6] SGI (1990), Mätning av grundvattennivå och portryck, Information 11
- [7] SGI (1998), Siltjordars egenskaper, Information 16
- [8] IEG (200x), Tillämpningsdokument Vatten, Rapport x:200x
- [9] IEG (2008), Tillämpningsdokument Dokumenthantering, Rapport 4:2008
- [10] Banverket/Vägverket (2009), TKGeo
- [11] SGI (2007), Sulfidjord – geoteknisk klassificering och odränerad skjuvhållfasthet, Rapport 69
- [12] Boverket (2009), BFS 2009:16, EKS 5 Boverkets föreskrifter om ändring i verkets föreskrifter och allmänna råd (2008:8) om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder.
- [13] Vägverket (2009), VVFS 2009:19, Vägverkets föreskrifter om ändring i föreskrifterna om tillämpningen av europeiska beräkningsstandarder.

Bilaga A Beräkningsexempel lös kohesionsjord

A.1 Inledning och problemställning

En 13 meter bred och 2 meter hög vägbank ska dimensioneras. Undergrunden består av lös lera som delvis har en sensitivitet över 50, dvs. kvicklera. Geotekniska undersökningar har utförts i en sektion, se figur A.1.

Beräkningar för att kontrollera konstruktionens stabilitet samt dimensionering av eventuell förstärkningsåtgärd sker med partialkoefficientmetoden. Som en jämförelse presenteras en överslagsberäkning baserad på allmänna bärighetsekvationen samt i Bilaga B analyser med totalsäkerhetsfilosofi (tidigare praxis).

A.2 Överslagsberäkning

Vid en första överslagsberäkning kan man använda sig av ekvationen nedan för att bestämma en ungefärlig bankhöjd som kan tillåtas utan förstärkning

$$F_c = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot H + q} \Rightarrow H = \frac{\left(\frac{N_c \cdot c_u}{F_c} - q \right)}{\gamma}$$

Bärighetsfaktorn $N_c = 5,5$, tungheten $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, erforderlig säkerhetsfaktor

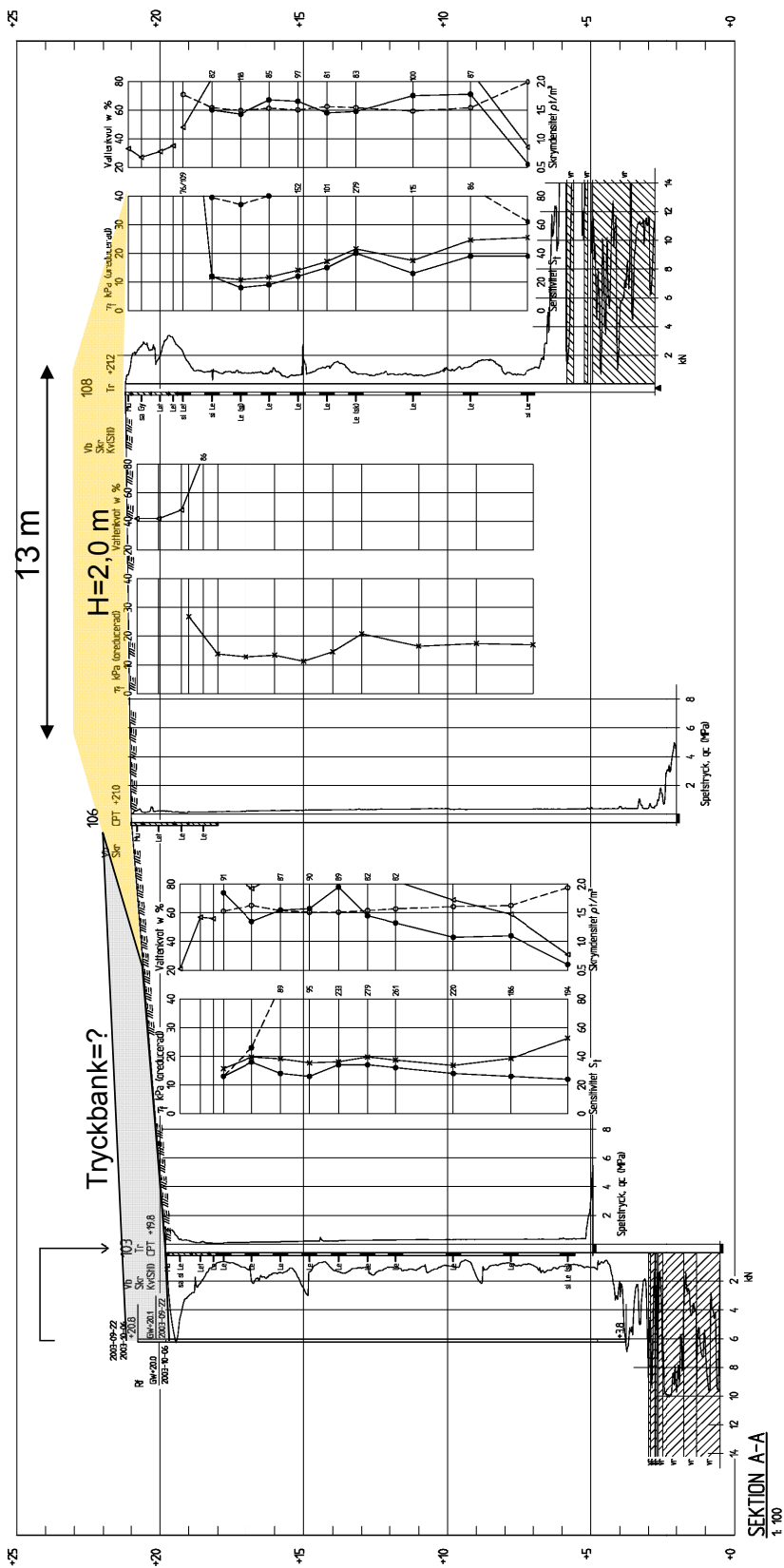
$F_c = 1,65$ (SK3/kvicklera), dimensionerande trafiklast $q = 13 \text{ kPa}$ (lång glidyta) och horisontell markyta. I det här fallet antas medelhållfastheten för torrskorpan och underliggande lera kunna användas vid överslagsberäkningen. Den odränerade skjuvhållfastheten, c_u kan då sättas till 12 kPa och bankhöjden blir då 1,35 m.

Det innebär att det krävs förstärkning för att klara den förslagna bankhöjden på 2,0 meter, se Figur A.1.

A.3 Geotekniskt underlag

Det geotekniska underlaget finns redovisat i Markteknisk undersökningsrapport (MUR) för det aktuella objektet. Den fullständiga marktekniska undersökningsrapporten kan laddas ner från IEG:s plattform, www.ieg.nu. I figur A.1 redovisas aktuell undersökningssektion, med en schematisk illustration av den förslagna vägbankens placering. Inom området finns följande undersökningar utförda

- 2 st CPT
- 3 st Vingborr
- 2 st kolvprovtagningar med efterföljande rutinförsök i lab
- 1 st trycksondering
- 3 st skruvprovtagningar



Figur A.1 Undersökningssektion från MUR med schematisk illustration av väg

A.4 Beräkningsförutsättningar

Beräkningarna följer beräkningsgången i avsnitt 4.3.1.1.

Dimensioneringssätt: DA3.

Vid analys av erhållna fält- och laboratorieundersökningar, konstaterades att leran har en sensitivitet över 50, dvs. det är ett kvicklereområde. Eftersom området består av kvicklera och denna är belägen så att den påverkar konstruktionen dimensioneras konstruktionen i säkerhetsklass 3, se TKGeo [10]. Geoteknisk kategori 2 väljs dock då konstruktionen anses vara konventionell och god erfarenhet av liknande konstruktioner i området finns.

Beräkningar utförs för att kontrollera konstruktionens stabilitet och dimensionera eventuell tryckbank. Dimensioneringen redovisas för brottgräns, dvs. stabilitetsberäkningar. Till detta kommer bruksgränsdimensionering, som inte redovisas i detta exempel.

Stabilitetsberäkningarna har utförts med programmet GeoStudio 2007 (SLOPE/W) med beräkningsmetod enligt Morgenstern-Price. Beräkningarna av stabiliteten har utförts som odränerad respektive kombinerad analys. Vid kombinerad analys ansätts skjuvhållfastheten i jordlagren till det lägsta värdet av dränerad respektive odränerad skjuvhållfasthet i varje beräkningslamell längs de beräknade glidytor. Vid odränerad analys antas att jordens skjuvhållfasthet är lika med den odränerade skjuvhållfastheten i samtliga lameller.

A.4.1 Val av geoteknisk kategori

GK2

A.4.2 Val av säkerhetsklass

SK3

A.4.3 Dimensionerande laster

Laster och lasteffekter beskrivs i avsnitt 4.2.3.

I det här beräkningsexemplet gäller:

Karakteristisk trafiklast $q_k = 10$ kPa eller 15 kPa som appliceras över hela vägbredden för långa respektive korta glidytor (se TKGeo [10]).

Tunghet bankmaterial $\gamma = 20$ kN/m³

Eftersom beräkning sker med datorprogram som inte är avsett för partialsäkerhetsanalys, används ekvation 4.1b

Geo.last = $0,91 \cdot 1,1 \cdot G_{kj} + 0,91 \cdot 1,4 \cdot Q_{kj} = 1,00 \cdot G_{kj} + 1,27 \cdot Q_{kj} = 1,00 \cdot G_{kj} + 13$ respektive 19 kPa

I beräkningarna har både tungheten av banken och den naturliga jorden partialkoefficient 1,0 (se tabell A.1).

A.4.4 Erforderlig säkerhetsfaktor

I analogi med avsnitt 4.3.1.1 blir erforderlig säkerhetsfaktor $F_{EN} = 1,1$ i SK3.

A.4.5 Härledda värden

Utvärdering av \bar{c}_u i leran

Bestämning av härledda värden för c_u i leran har skett i 3 st. undersökningspunkter. I dessa 3 undersökningspunkter har Vb utförts i samtliga, fallkonförsök utförts i 2 av dessa och CPT i 2 av dessa. De härledda värdena presenteras i figur A.2a.

Från utförda Vb och fallkonförsök tillsammans med undersökningar av flytgränsen kan förkonsolideringstrycket σ'_c uppskattas via Hansbo's relation, se avsnitt 3.2.1.

$$\sigma'_c = \frac{\tau_{v,k}}{0,45 \cdot w_L}$$

Förkonsolideringstrycket kan även uppskattas från CPT-sonderingarna. Observera att utvärdering av σ'_c via Hansbo's relation och från CPT-sondering endast ska användas som en grov uppskattning och bör kombineras med utvärdering av σ'_c från exempelvis ödometerförsök (CRS). Utvärderingen ger dock en fingervisning om huruvida leran är normalkonsoliderad eller överkonsoliderad. I det här fallet visar både Hansbo's relation och CPT-sonderingarna att leran är överkonsoliderad, åtminstone till 6-8 meters djup, se figur A.2b. En uppskattning av överkonsolideringsgraden (OCR) i leran kan utföras och det empiriska sambandet mellan c_u , σ'_c och OCR kan nyttjas

$$c_u = \sigma'_c \left(0,125 + \frac{0,205 \cdot w_L}{1,17} \right) OCR^{-0,2}$$

Observera återigen att detta empiriska samband i detta fall, då σ'_c inte bestämts via ödometerförsök eller liknande, endast ska ses som en grov uppskattning.

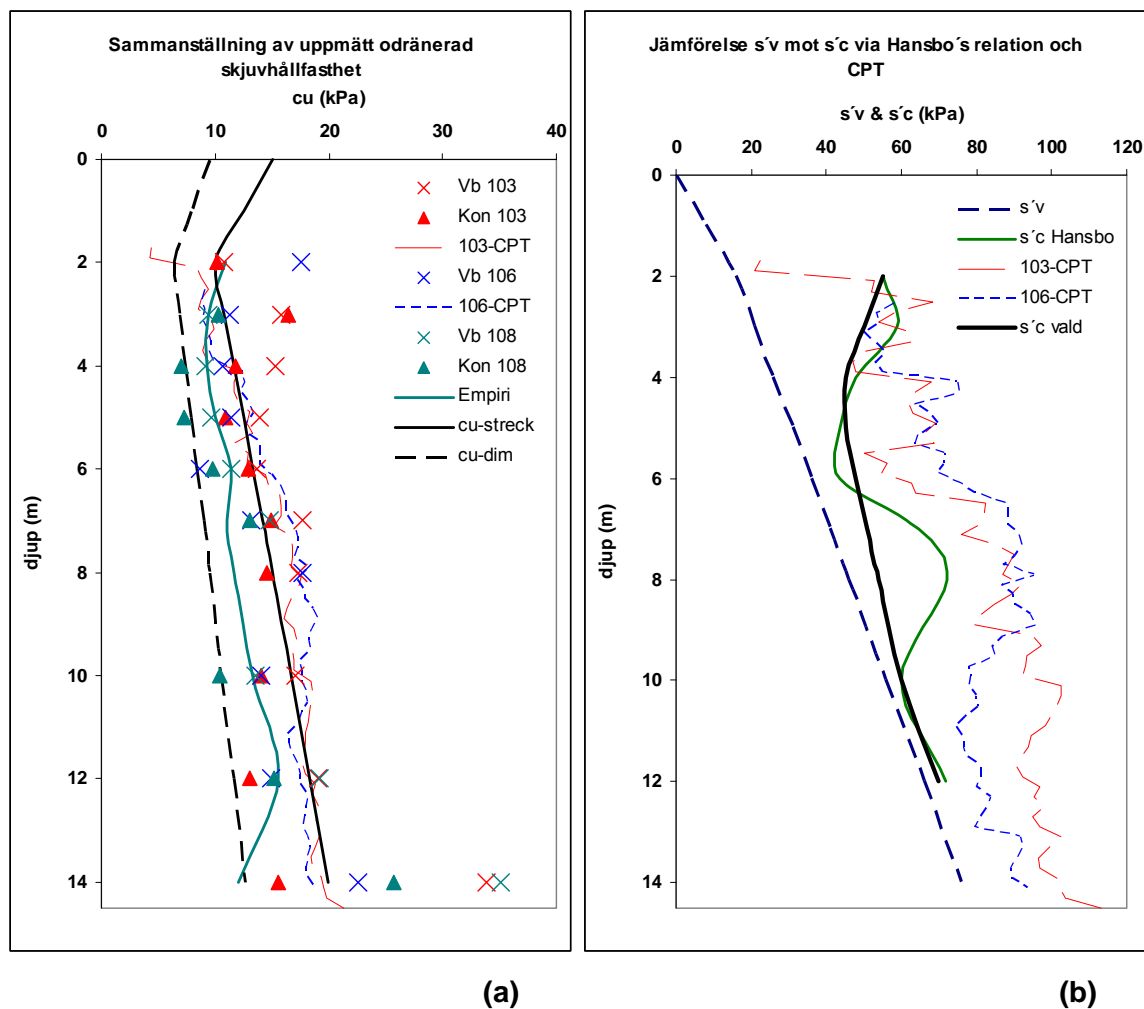
Vid utvärdering av \bar{c}_u i leran, dvs. skjuvhållfasthetsprofilen, har Vb, fallkonförsök och CPT-sonderingar ansetts vara lika tillförlitliga och därmed värderats lika. Några enstaka undersökningsresultat har förkastats vid utvärderingen då de bedömts vara orimligt höga eller låga. Den empiriska utvärderingen har getts marginell inverkan.

Utvärderingen resulterade i följande \bar{c}_u

$$\bar{c}_u = 15 \text{ kPa} \quad \text{för } 0 \leq d \leq 2 \text{ meter}$$

samt

$$\bar{c}_u = 10 + 0,83 \cdot z \text{ kPa} \quad \text{för } d > 2 \text{ meter (} z=0 \text{ vid djupet 2 meter)}$$



Figur A.2 a) Härledda värden för c_u , värderat medelvärde $\overline{c_u}$ samt geokonstruktionens dimensionerande värde c_{ud} b) utvärdering av σ'_c

Utvärdering av c' och ϕ' i leran

De dränerade hållfasthetsparametrarna i leran utvärderas empiriskt enligt avsnitt 3.2.1.

$$\phi' = 30^\circ$$

och

$$c' = 0,1 \cdot \overline{c_u}$$

Utvärdering av ϕ' i fyllning och morän

Bestämning av friktionsvinkeln i fyllningsmassor och i morän har inte bestämts i detta fall, varför "tabellvärden" används.

Friktionsvinkeln i bankfyllnadsmassorna (sprängsten) sätts till $\phi' = 34^\circ$, motsvarande residualvärdet enligt tabell 3.1.

Friktionsvinkeln i eventuell tryckbank sätts till $\phi' = 30^\circ$, motsvarande ett okänt material som sannolikt inte packats särskilt väl.

Friktionsvinkeln i morän sätts till $\phi' = 45^\circ$, motsvarande fast lagrad morän (TKGeo [10]).

A.4.6 Dimensionerande värden

Partialkoefficienter

Partialkoefficienter för jordmaterial, se tabell 3.2. I det här fallet är värden i tabell A.1 relevanta

Tabell A.1 Partialkoefficienter för jordmaterial, γ_M

Jordparameter	Symbol	Värde
Friktionsvinkel ($\tan \phi'$)	$\gamma_{\phi'}$	1,3
Effektiv kohesion	$\gamma_{c'}$	1,3
Odränerad skjuvhållfasthet	γ_{c_u}	1,5
Tunghet	γ_γ	1,0

Utvärdering av c_{ud} i leran

Generellt gäller att geokonstruktionens dimensionerande värde X_d beräknas i de fall ett lågt värde är ogynnsamt enligt:

$$X_d = \frac{1}{\gamma_M} \cdot \eta \cdot \bar{X} \quad (\text{A.3})$$

Utvärdering av η

Antalet oberoende undersökningspunkter $n = 3$. Leran förutsätts motsvara "normalsvensk lera" med en variationskoefficient för odränerad skjuvhållfasthet $V_x \approx 0,15$. Detta ger

$$\eta_{(1,2)} = 0,95 \text{ enligt tabell 3.3a.}$$

Tre olika undersökningsmetoder har använts för att bestämma \bar{c}_u , dessa bedöms ha en liten spridning i resultat (efter att orimliga värden förkastats). Inga empiriska samband medräknas. Detta ger

$$\eta_3 = 1,0 \text{ enligt tabell 3.4a.}$$

Skjuvhållfastheten längs en stor glidyta bedöms representeras av medelvärdet i jordvolymen. I det här fallet bedöms brott längs en liten glidyta ge stor konsekvens men att avståndet till undersökningspunkter från vilka \bar{c}_u utvärderats är belägna nära den potentiella brottytan. Detta ger

$$\eta_{(4,5,6,7)} = 1,0 \text{ enligt tabell 3.5.}$$

för både korta och långa glidytor. Hade flera resultat från flera undersökningssektioner medräknats i utvärderingen av $\overline{c_u}$ (vilket ofta är fallet i verkligheten) skulle sannolikt avståndet till undersökningspunkter bedömts vara långt för korta glidytor.

$$\eta_8 = 1,0 \text{ enligt avsnitt 3.4.1.}$$

Sammantaget ger detta

$$\eta_{cu} = \eta_{(1,2)} \cdot \eta_3 \cdot \eta_{(4,5,6,7)} \cdot \eta_8 = 0,95 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,95$$

Dimensionerande odränerad skjuvhållfasthet

Det dimensionerande värdet beräknas

$$c_{ud} = \frac{1}{\gamma_{cu}} \cdot \eta_{cu} \cdot \overline{c_u} = \frac{1}{1,5} \cdot 0,95 \cdot \overline{c_u}$$

vilket ger

$$c_{ud} = 9,5 \text{ kPa} \quad \text{för } 0 \leq d \leq 2 \text{ meter}$$

samt

$$c_{ud} = 6,3 + 0,53 \cdot z \quad \text{för } d > 2 \text{ meter (z=0 vid djupet 2 meter)}$$

Det dimensionerande värdet blir i det här fallet lika för lång respektive kort glidyta, se figur A.2a.

Utvärdering av c'_d och ϕ'_d i leran

$\eta_{\phi'} = \eta_{c'} = 1,0$ enligt avsnitt 3.4.1 och $\gamma_{\phi'} = \gamma_{c'} = 1,3$ enligt tabell A.1. Vilket ger

$$\phi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{1}{\gamma_{\phi'}} \cdot \eta_{\phi'} \cdot \tan \phi' \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1}{1,3} \cdot 1,0 \cdot \tan 30 \right) = 23,9^\circ$$

och

$$c'_d = \frac{1}{\gamma_{c'}} \cdot \eta_{c'} \cdot 0,1 \cdot \overline{c_u} = \frac{1}{1,3} \cdot 1,0 \cdot 0,1 \cdot \overline{c_u} = \frac{0,1 \cdot \overline{c_u}}{1,3} = 0,07 \cdot \overline{c_u}$$

Utvärdering av ϕ'_d i fyllning och morän

$\eta_{\phi'} = \eta_{c'} = 1,0$ enligt avsnitt 3.4.1 och $\gamma_{\phi'} = \gamma_{c'} = 1,3$ enligt tabell A.1. Vilket ger

$$\phi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{1}{\gamma_{\phi'}} \cdot \eta_{\phi'} \cdot \tan \phi' \right)$$

Dimensionerande värde på friktionsvinkeln i bankfyllnadsmassorna (sprängsten) blir

$$\phi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{1}{\gamma_{\phi'}} \cdot \eta_{\phi'} \cdot \tan \phi' \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1}{1,3} \cdot 1,0 \cdot \tan 34 \right) = 27,4^\circ$$

Dimensionerande värde på friktionsvinkeln i eventuell tryckbank blir

$$\phi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{1}{\gamma_{\phi'}} \cdot \eta_{\phi'} \cdot \tan \phi' \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1}{1,3} \cdot 1,0 \cdot \tan 30 \right) = 23,9^\circ$$

Dimensionerande värde på friktionsvinkeln i morän blir

$$\phi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{1}{\gamma_{\phi'}} \cdot \eta_{\phi'} \cdot \tan \phi' \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1}{1,3} \cdot 1,0 \cdot \tan 45 \right) = 37,6^\circ$$

Grundvatten och porvattentryck

Grundvattenmätning i borrhål 103 visar att grundvattenytan vid mättillfället låg i markytan. Vid beräkningarna har antagits att denna nivå representerar den dimensionerande vattennivån motsvarande en prognostiserad maximinivå med återkomsttiden 50 år. Jämför avsnitt 3.4.4.

A.5 Dimensionering i brottgräns

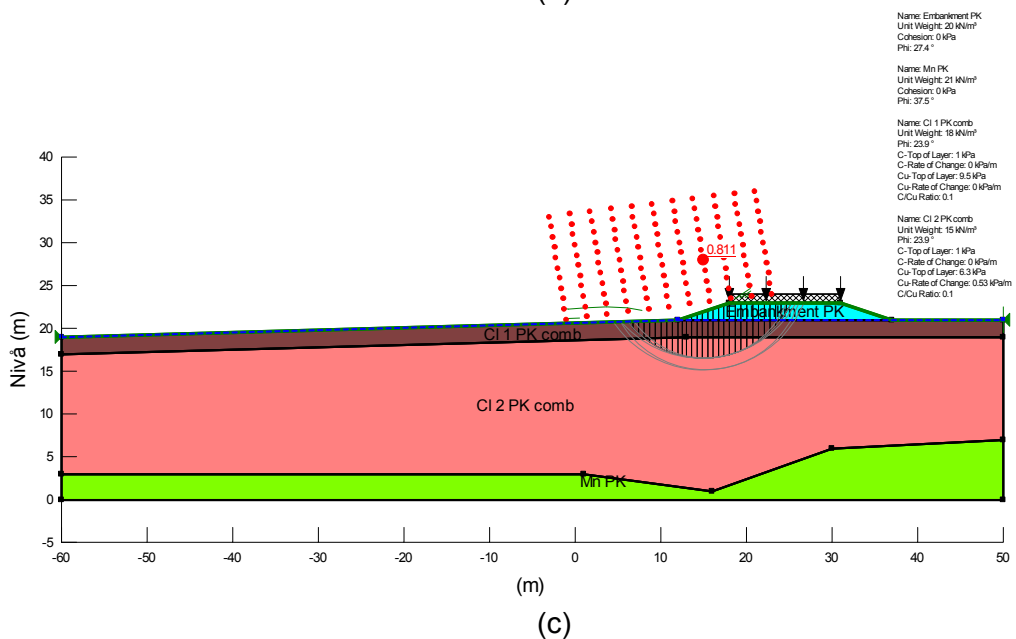
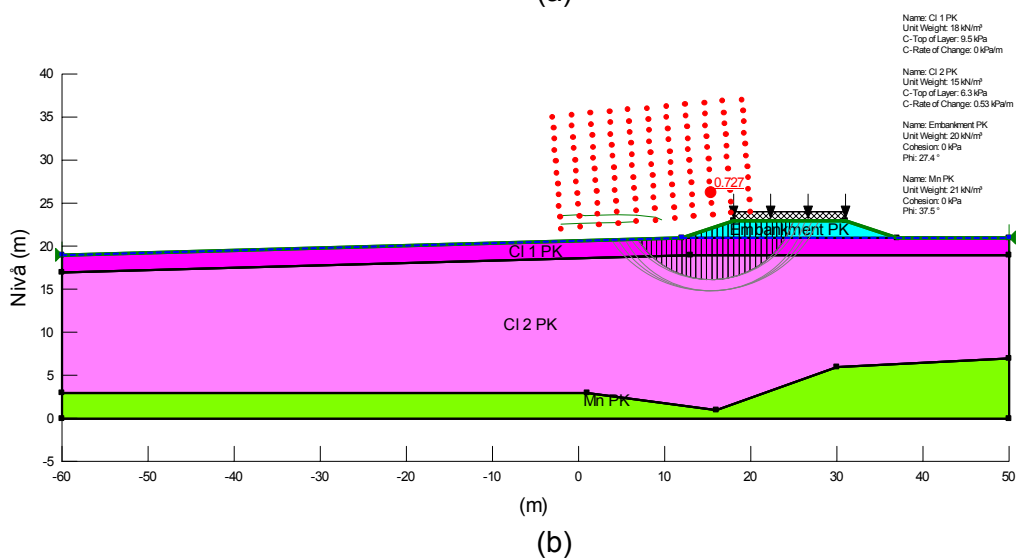
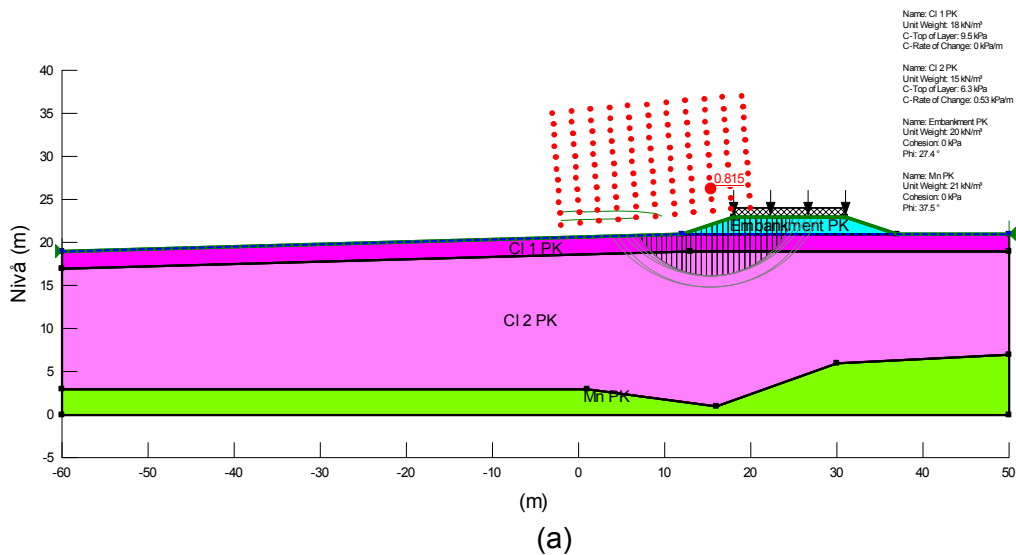
A.5.1 Oförstärkt bank

Beräkningar utfördes för aktuell vägbank med materialparametrar och övriga förutsättningar enligt ovan. Beräkningar har utförts i Geostudio 2007 (Slope/W). Metod Morgenstern-Price har använts.

Erhållen säkerhetsfaktor $F_{EN} \approx 0,81$ för såväl odränerad som kombinerad analys för långa glidytor. För korta glidytor blir $F_{EN} \approx 0,73$ till följd av den högre trafiklasten.

Beräkningsresultaten redovisas i figur A.3.

Resultatet visar att säkerhetsfaktorn inte är tillfredställande, förstärkningsåtgärder krävs. Möjligheten att använda en tryckbank kontrolleras som ett alternativ. Andra alternativ som KC-pelare och lättfyllning redovisas inte i detta exempel.



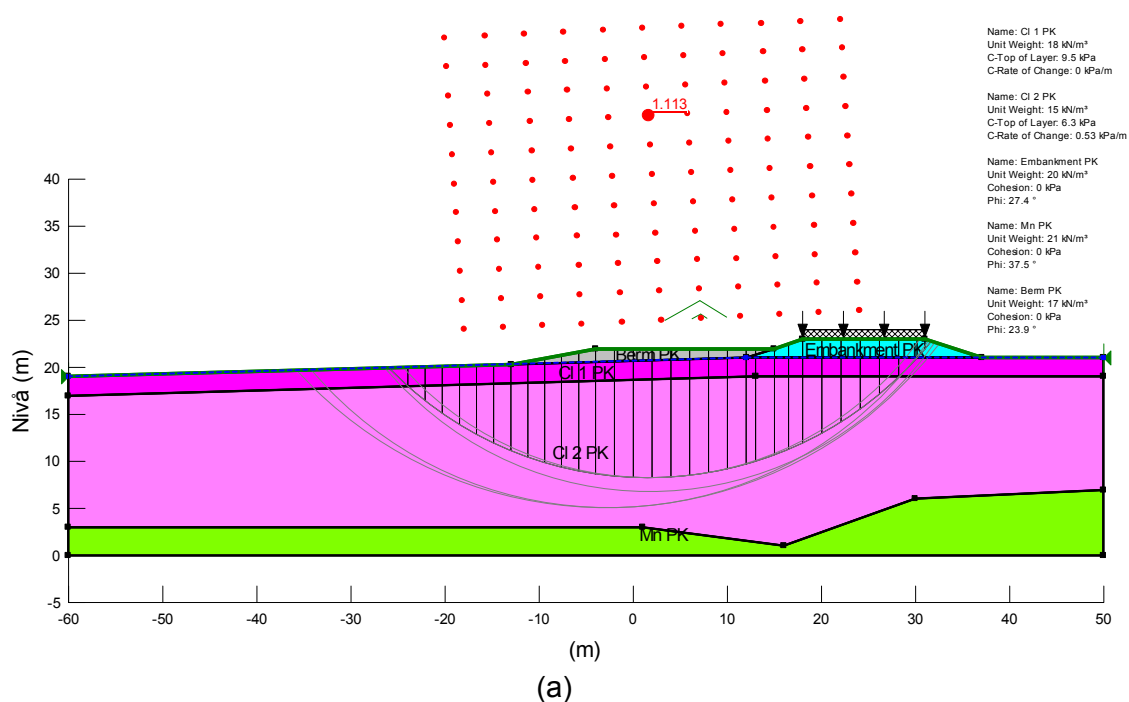
Figur A.3 Stabilitetsberäkning för oförstärkt bank a) odränerad analys, lång glidyta b) odränerad analys, kort glidyta c) kombinerad analys

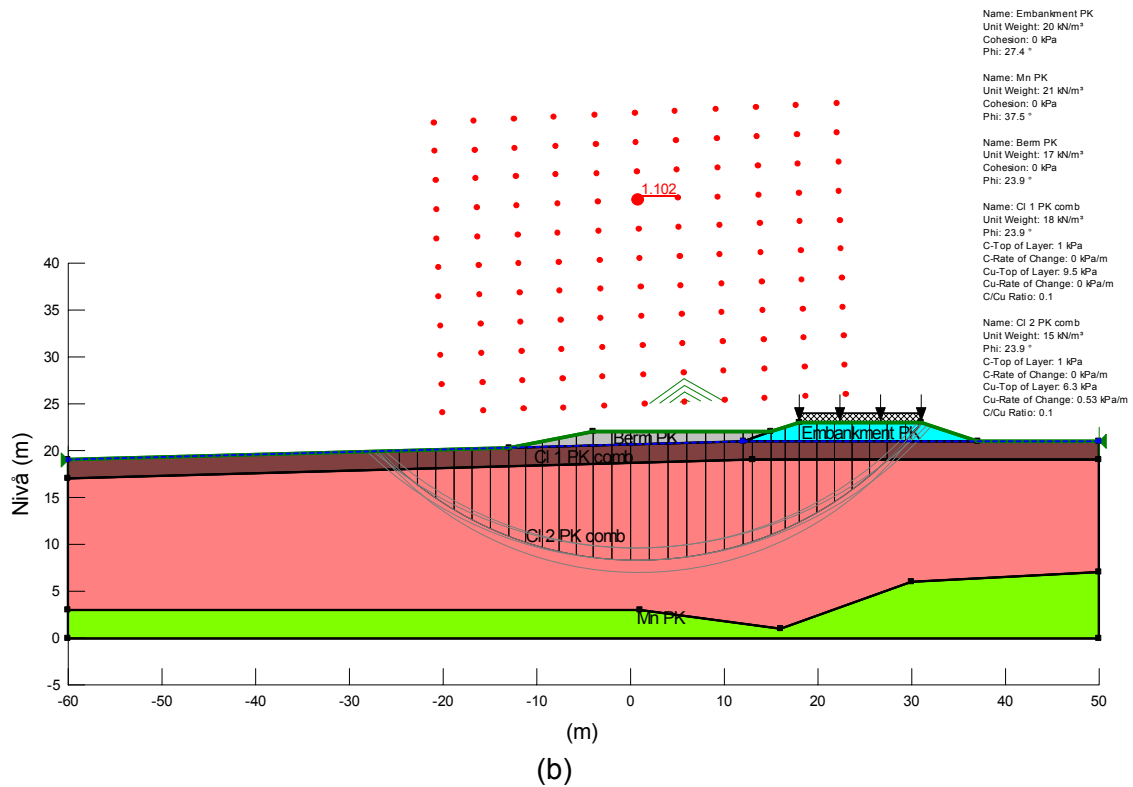
A.5.2 Förstärkning med tryckbank

Dimensionering av tryckbanken sker så att $F_{EN} > 1,1$.

Dimensionering utförs med förutsättningar som avser en lång glidyta då även analys med förutsättningar för kort glidyta (högre trafiklast) innebär att "långa" glidytor är dimensionerande. Resultatet som redovisas i figur A.4 visar att det krävs en c:a 20 meter bred och mellan 1 och 1,5 meter hög tryckbank för vänster sida av vägen. Motsvarande tryckbank (möjligen något mindre pga. av annan marklutning) kommer att behövas på höger sida.

Beräkningsresultaten visar att den föreslagna förstärkningsåtgärden ger en tillfredställande säkerhetsfaktor.





Figur A.4 Erforderlig förstärkning med tryckbank för att nå tillfredställande säkerhetsfaktor a) odränerad analys b) kombinerad analys

A.6 Dimensionering i bruksgräns

Ingen dimensionering i bruksgränstillstånd är utförd i detta exempel. Beräkningar utförs enligt avsnitt 4.4.

Bilaga B Jämförande analys enligt tidigare praxis för lös lera

B.1 Syfte och omfattning

Denna bilaga innehåller jämförande beräkningar enligt dagens praxis för beräkningsexemplet i Bilaga A. Syftet med denna bilaga är att ge en jämförelse mellan de två beräkningsmetodikerna, och ge ett underlag för vidare dialog om de skillnader som finns mellan stabilitetsberäkning med totalsäkerhetsfilosofi och partialkoefficienter.

I denna bilaga redovisas enbart aktuellt exempel. Ytterligare konsekvensberäkningar finns utförda och redovisas i IEG:s rapport 4:2007, EN 1997-1 avsnitt 10 och 11, Slänter och bankar fas 2 [8].

B.2 Indata

Beräkningar har utförts för odränerad analys och kombinerad analys, med härledda värden enligt avsnitt A.4.5.

Materialparametrar

Detta innebär att följande odränerade skjuvhållfasthet har använts vid analysen

$$\bar{c}_u = 15 \text{ kPa} \quad \text{för } 0 \leq d \leq 2 \text{ meter}$$

samt

$$\bar{c}_u = 10 + 0,83 \cdot z \text{ kPa} \quad \text{för } d > 2 \text{ meter (} z=0 \text{ vid djupet 2 meter)}$$

De dränerade hållfasthetsparametrarna i leran

$$\phi' = 30^\circ$$

och

$$c' = 0,1 \cdot \bar{c}_u$$

Friktionsvinkeln i bankfyllnadsmassorna (sprängsten) sätts till $\phi' = 34^\circ$

Friktionsvinkeln i eventuell tryckbank sätts till $\phi' = 30^\circ$

Friktionsvinkeln i morän sätts till $\phi' = 45^\circ$

Trafiklast

Karakteristisk last enligt TKGeo [10] ska vid dimensionering med karakteristiska värden vara 20 kPa för korta glidytor och 13 kPa för långa glidytor. Det ska observeras att dimensionering med karakteristiska värden enligt [10] inte är det samma som att utföra en beräkning med totalsäkerhetsfilosofi enligt tidigare praxis. Skillnaden ligger i att de karakteristiska värdena som ingår som indata i beräkningar definieras som

$$X_k = \eta \cdot \bar{X}$$

Härledda värden ska alltså justeras på samma sätt som vid dimensionering med partialkoefficienter, enda skillnaden är den fasta partialkoefficienten γ_M för aktuell materialparameter. Detta är inte helt i linje med tidigare praxis.

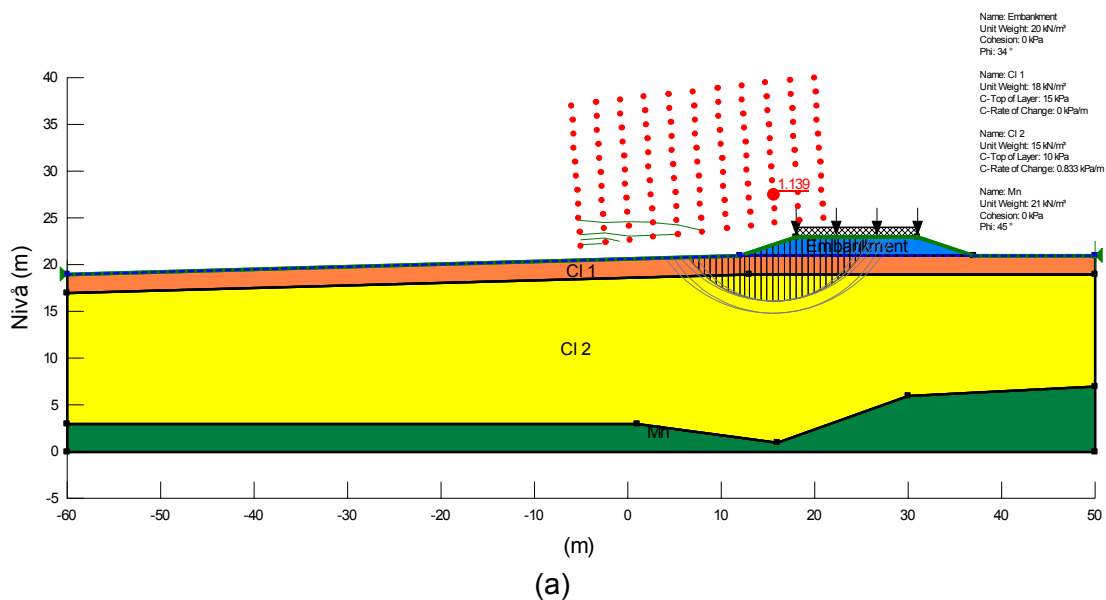
I enlighet med tidigare praxis (vilket motsvarar den trafiklast som tidigare användes i ATB VÄG) ansätts därför trafiklasten i dessa beräkningar till 20 kPa.

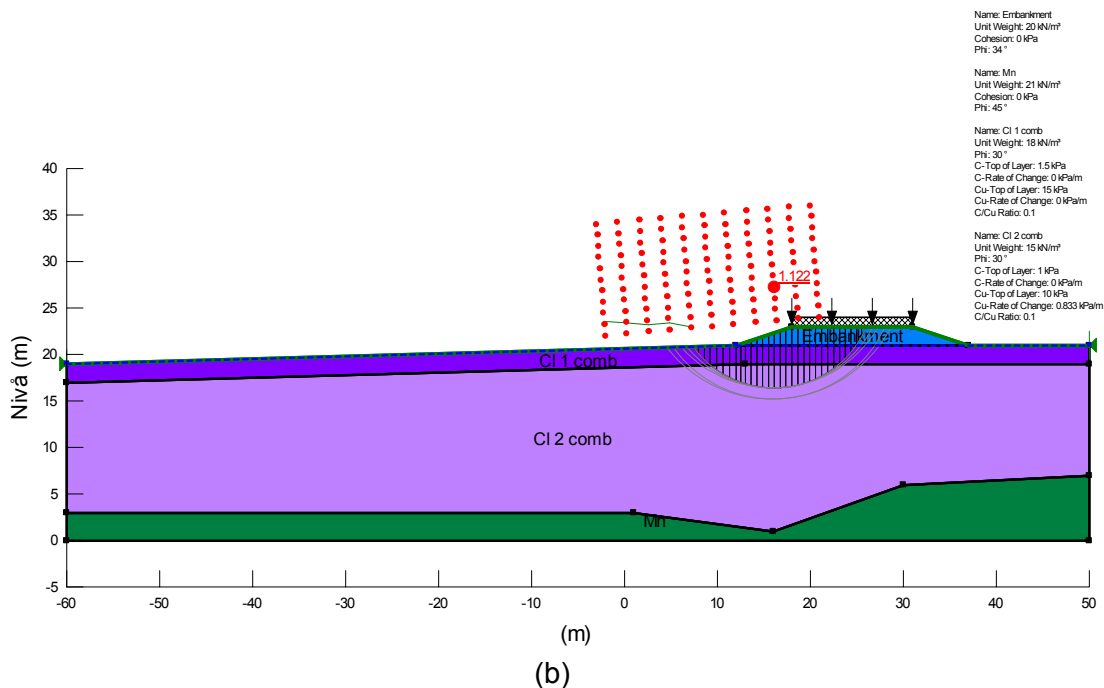
B.3 Beräkningsresultat

B.3.1 Oförstärkt bank

I figur B.1 redovisas beräkningsresultat för odränerad och kombinerad analys för oförstärkt bank.

Totalsäkerhetsfaktorn beräknas till $F_c = 1,14$ respektive $F_{komb} = 1,12$ för oförstärkt bank.





Figur B.1 Oförstärkt slänt, dagens praxis a) odränerad analys b) kombinerad analys

B.3.2 Kommentarer till resultatet

Säkerhetsnivå

I Tabell B. 1 redovisas beräknade säkerhetsfaktorer med de två säkerhetsfilosofierna. Det är viktigt att notera att man inte kan jämföra de olika värdena direkt. Erforderlig säkerhetsnivå enligt partialkoefficientmetoden för SK3 innebär att $F_{EN} > 1,1$. Motsvarande värde för totalsäkerhetsberäkningen är att $F_C > 1,65$ (SK3) och för kombinerad analys att F_{KOMB} viktas mellan glidytagens "odränerade" och "dränerade delar".

Tabell B. 1 Erhållen säkerhetsnivå med de två beräkningsmetodikerna

	Partialkoefficientmetoden	Totalsäkerhet
Odränerad analys, kort glidyta	$F_{EN} = 0,73$	-
Odränerad analys, lång glidyta	$F_{EN} = 0,81$	$F_C = 1,14$
Kombinerad analys	$F_{EN} = 0,81$	$F_{KOMB} = 1,12$

Man kan konstatera att båda beräkningsmetodikerna i detta fall visar att säkerhetsfaktorn för vägbanken utan förstärkning är otillräcklig.

Förenklat kan man säga att enligt partialkoefficientmetoden har vägbanken 73% av erforderlig säkerhet vid långa glidytor och 66% vid korta, medan totalsäkerheten anger att vägbanken har 69% av erforderlig säkerhet.

Glidytagens utformning och placering

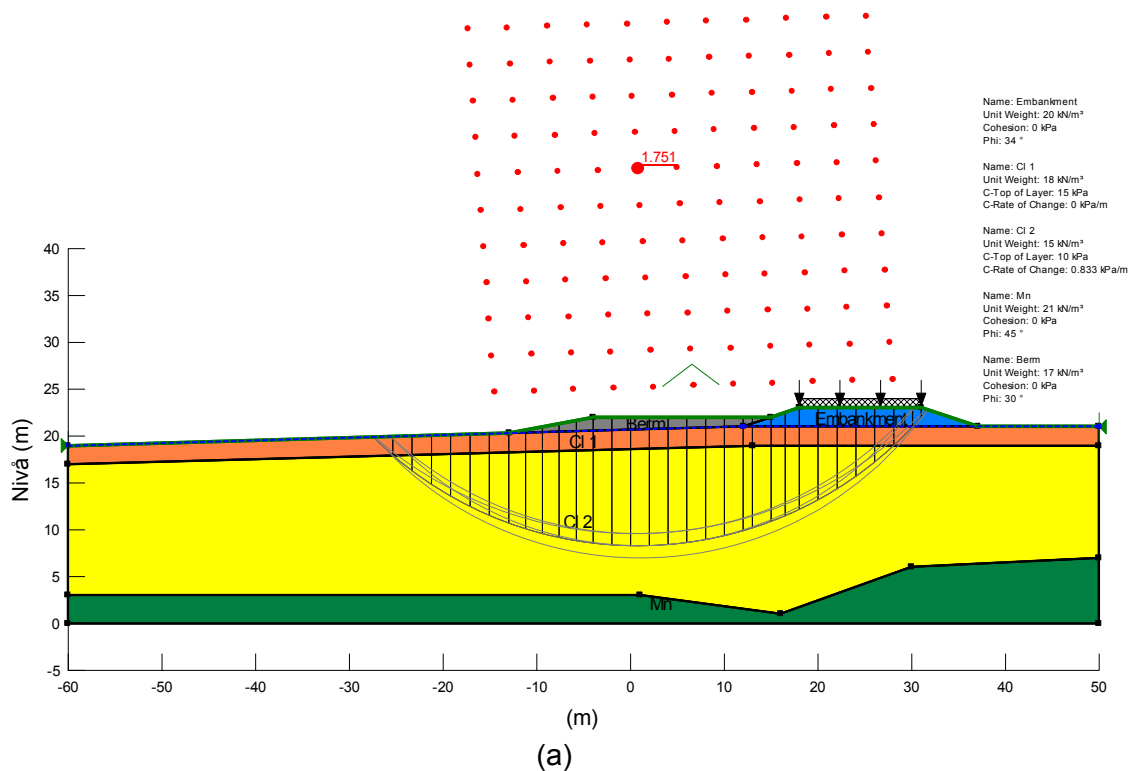
Om man studerar glidytagens placering och utformning för de två beräkningsmetoderna, kan man konstatera att den kritiska glidyta som lokaliseras med beräkning enligt totalsäkerhets-

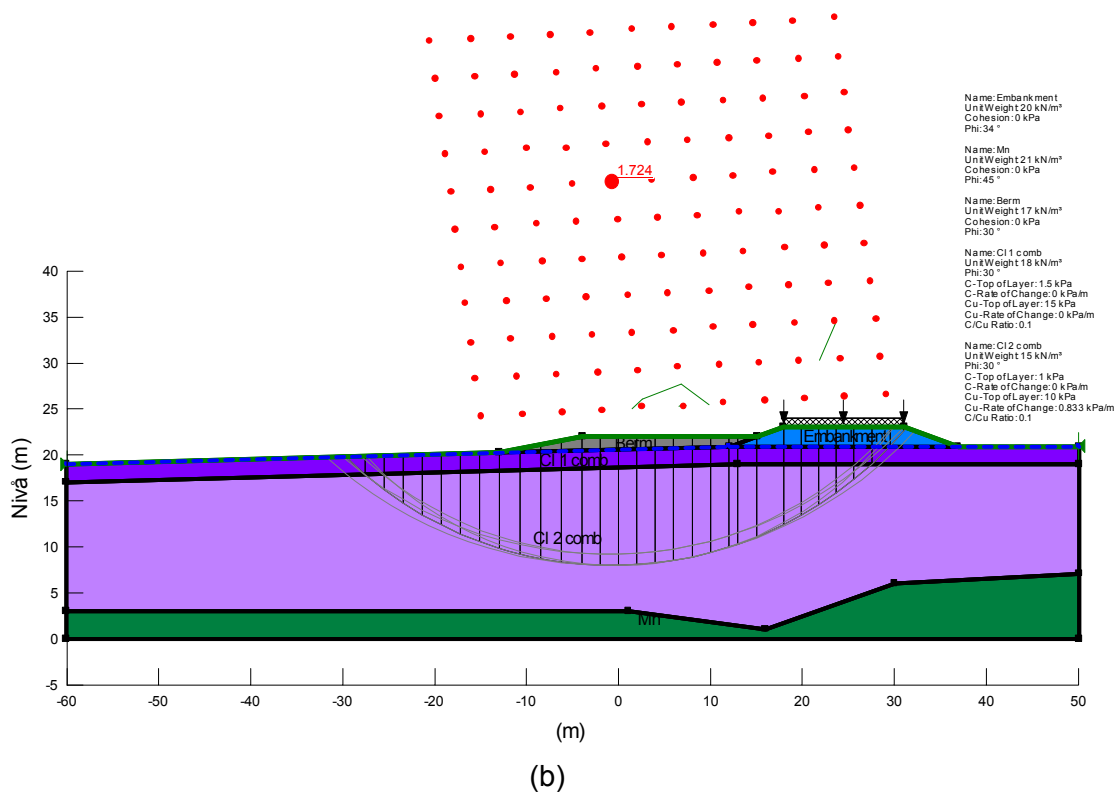
metodik motsvarar den glidyta som lokaliseras vid beräkning med partialkoefficientmetoden. Det gäller för både lång och kort glidyta då enda skillnaden i detta fallet är den karakteristiska trafiklasten. Om detta är en allmän regel, kan inte bedömas på underlag av denna relativt enkla beräkning.

B.3.3 Förstärkt bank

I figur B.2 redovisas beräkningsresultat för odränerad och kombinerad analys för förstärkt bank. Samma förstärkningsåtgärd (geometri hos tryckbanken) som för beräkning med partialkoefficientmetoden i bilaga A har använts.

Totalsäkerhetsfaktorn beräknas bli $F_c = 1,75$ respektive $F_{komb} = 1,72$ för oförstärkt bank.





Figur B.2 Förstärkt slänt, dagens praxis a) odränerad analys b) kombinerad analys

B.3.4 Kommentarer till resultatet

Säkerhetsnivå

I Tabell B. 1 redovisas beräknade säkerhetsfaktorer med de två säkerhetsfilosofierna. Det är viktigt att notera att man inte kan jämföra de olika värdena direkt. Erforderlig säkerhetsnivå enligt partialkoefficientmetoden för SK3 innebär att $F_{EN} > 1,1$. Motsvarande värde för totalsäkerhetsberäkningen är att $F_C > 1,65$ (SK3) och för kombinerad analys att F_{KOMB} viktas mellan glidyta "odränerade" och "dränerade delar".

Tabell B.2 Erhållen säkerhetsnivå med de två beräkningsmetodikerna

	Partialkoefficientmetoden	Totalsäkerhet
Odränerad analys, lång glidyta	$F_{EN} = 1,11$	$F_C = 1,75$
Kombinerad analys	$F_{EN} = 1,10$	$F_{KOMB} = 1,72$

Förenklat kan man säga att enligt partialkoefficientmetoden når vägbanken med förstärkning precis erforderlig säkerhetsfaktor, medan totalsäkerhetsfilosofi ger c:a 6% högre säkerhetsfaktor än erforderligt.

Glidyta utformning och placering

Om man studerar glidyta placering och utformning för de två beräkningsmetoderna, kan man konstatera att den kritiska glidyta som lokaliseras med beräkning enligt totalsäkerhetsmetodik är något ytligare än den glidyta som lokaliseras vid beräkning med

partialkoefficientmetoden. Om detta är en allmän regel, kan inte bedömas på underlag av denna relativt enkla beräkning.

B.4 Slutkommentar

I exemplet ovan ger beräkning med partialkoefficientmetoden en något högre säkerhetsnivå jämfört med beräkning med totalsäkerhetsfilosofi enligt tidigare praxis. I detta exempel beror det på att lerans odränerade skjuvhållfasthet kunnat bestämmas i endast 3 undersökningspunkter. Om undersökning för att bestämma skjuvhållfastheten utförts i ytterligare 2 punkter (totalt 5), skulle $\eta_{(1,2)} = 1,0$ kunna nyttjas och säkerhetsnivån därmed kunna sänkas. En säkerhetsnivå motsvarande den som fås vid totalsäkerhetsanalys skulle då erhållas.

I en övergångsperiod tills en tillräcklig erfarenhet har etablerats av tillämpning av partialkoefficientmetoden för olika typer av jordar, belastningssituationer och vattenförhållanden, är det om möjligt ännu viktigare än tidigare att man gör känslighetsanalyser och överslagsberäkningar, för att verifiera att erhållna resultat är rimliga.

IEG

IEG är en ideell förening, under ingenjörsvetenskapsakademins, IVA, hägn, som har till uppgift att initiera, samordna och utföra arbete som krävs för implementering av Europastandarder inom Geoteknikområdet, vilka inom de närmaste åren enligt EU-direktiv och lagen om offentlig upphandling kommer att ersätta och komplettera stora delar av dagens svenska geotekniska regelverk.

Syftet är också att säkerställa att det tas fram nödvändiga hjälpmedel i form av anpassade tillämpningsdokument o. dyl.

Utgivna rapporter

- 1:2005 Eurokoder och Europastandarder. Vad kan man skriva i Nationella Tillämpningsregler till olika Geotekniska Standarder?
- 1:2006 Sammanställning av standarder och närliggande dokument
- 2:2006 EN 1997-1, Grunder, Fas I
- 3:2006 EN 1997-1 kapitel 6, Plattgrundläggning, Fas 1
- 4:2006 EN 1997-1, kapitel 8 och 9, stödkonstruktioner, Fas 1
- 5:2006 EN 1997-1, kapitel 7, pålgrundläggning, Fas 1
- 6:2006 Eurokod 7 i jämförelse med BV Tunnel och Tunnel 2004, Fas 1
- 7:2006 EN 1997-1, Grunder, fas 2
- 8:2006 EN 1997-1, kapitel 6, plattgrundläggning, fas 2
- 9:2006 Fältmetoder, Dynamisk sondering
- 10:2006 EN 1997-1, Geoteknisk data, fas 1
- 11:2006 EN 1997-1, kapitel 8–9 , Stödkonstruktioner, Beta-beräkningar
- 1:2007 EN 1997-1, kapitel 10 och 11, Slänter och bankar, fas 1
- 2:2007 EN 1997-1, Geoteknisk kategori
- 3:2007 Fältmetoder dynamisk sondering, underlag nationell bilaga
- 4:2007 En 1997-1, kapitel 10 och 11, Slänter och bankar, fas 2
- 5:2007 EN 1997-1, Geoteknisk data – Hantering av geoteknisk data, fas 2
- 6:2007 EN 1997-1, kapitel 7, Pålar, fas 2
- 1:2008 EN 14688 Klassificering
- 2:2008 Tillämpningsdokument - Grunder
- 3:2008 Bergtunnel fas 2
- 4:2008 Tillämpningsdokument – Dokumenthantering
- 5:2008 EN 22475-1 Provtagning och grundvattenmätning
- 6:2008 Tillämpningsdokument – EN 1997-1 kapitel 10 och 11, Slänter och bankar
- 7:2008 Tillämpningsdokument – EN 1997-1 kapitel 6, Plattgrundläggning
- 8:2008 Tillämpningsdokument – EN 1997-1 kapitel 7, Pålgrundläggning