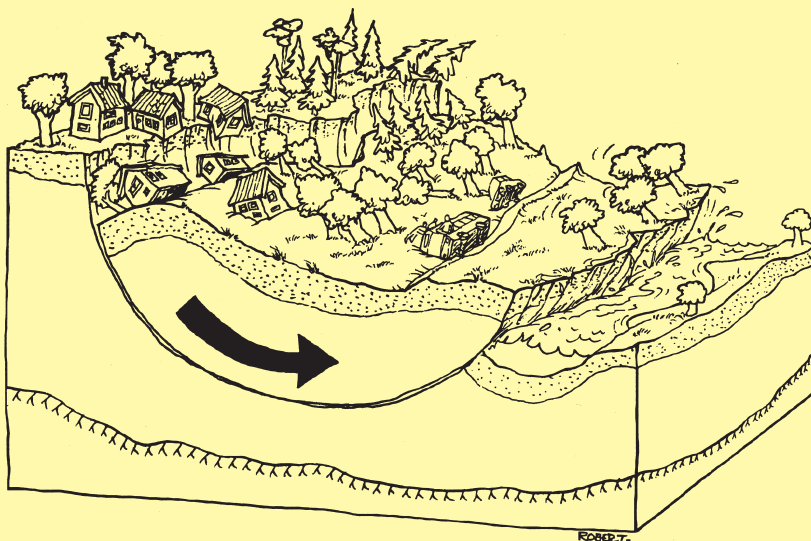


INGENJÖRSVETENSKAPSAKADEMIEN  
ROYAL SWEDISH ACADEMY OF ENGINEERING SCIENCES

# SKREDKOMMISSIONEN

COMMISSION ON SLOPE STABILITY



## Anvisningar för släntstabilitetsutredningar

## **Skredkommissionen**

Skredkommissionen – en IVA-kommission (Ingenjörsvetenskapsakademien), för forskning, utveckling och information i jordskredsfrågor – bildades 1988.

Skredkommissionen har till uppgift att under IVA:s hägn initiera och samordna forskning samt sprida information rörande släntstabilitet, jordskred och metoder för förebyggande åtgärder.

Verksamheten finansieras med avgifter från kommissionens medlemmar och forskningsanslag.

## **Commission on Slope Stability**

The Commission on Slope Stability – a committee of the Royal Swedish Academy of Engineering Science (IVA) – was founded in 1988 for the purpose to handle research, development and information on landslide matters.

The main task of the Commission is to initiate and to co-ordinate research on and to give information about slope stability, landslides as well as methods for preventive measures.

The work of the Commission is financed by research grants and fees of the members.

INGENJÖRSVETENSKAPSAKADEMIEN  
ROYAL SWEDISH ACADEMY OF ENGINEERING SCIENCES

**SKREDKOMMISSIONEN**  
COMMISSION ON SLOPE STABILITY

Rapport 3:95

**Anvisningar för  
släntstabilitetsutredningar**

Linköping 1995

<b>Rapport</b>	IVA Skredkommissionen c/o Statens geotekniska institut 581 93 Linköping
Beställning	Statens geotekniska institut Biblioteket Tel. 013-20 18 04 Fax. 013-20 19 14
ISSN	1101-105X
ISRN	IVA/SKRED/R--95/3--SE
Upplaga	I 400
Tryckeri	Roland Offset, Linköping, november 1995

# Förord

---

Denna skrift är en av tre, som framtagits av IVA's Skredkommission, i syfte att höja och säkra kvaliteten i stabilitetsutredningar. De tre delarna av **Anvisningar för Släntstabilitetsutredningar** utgörs av

- \* **Anvisningsdel** - där kraven och metoderna i redovisas detalj.
- \* **Brukaranvisning** - som skall säkerställa att geoteknikern genomför de undersökningar och analyser som krävs i varje enskilt skede och det med rätt kvalitet.
- \* **Information** - som för lekmän redovisar hur arbetet med analysen av en slänt systematiskt drivs fram till beslut om eventuell åtgärd.

Denna del, **Anvisningsdelen**, definierar i detalj de krav som ställts upp och de metoder som bör användas i varje enskilt skede.

Anvisningarna vänder sig främst till geotekniker, konsulter och de myndigheter som har att granska utförda stabilitetsutredningar, men kan också tjäna som information till beställare av stabilitetsutredningar. De är utarbetade av en referensgrupp bestående av

<b>Kenneth Axelsson</b> , LuTH	<b>Elvin Ottosson</b> , SGI
<b>Per-Evert Bengtsson</b> , SGI	<b>Karin Rankka</b> , CTH
<b>Per Engström</b> , VBB-VIAK	<b>Jan Schälin</b> , SGI
<b>Anders Fredriksson</b> , ADG Grundteknik	<b>Eskil Sellgren</b> , J&W
<b>Rolf Larsson</b> , SGI	<b>Göran Sällfors</b> , CTH
<b>Marianne Nyberg</b> , Vägverket	<b>Peter Zackrisson</b> , Banverket

Medlemmarna i gruppen har också varit representanter för respektive organisationer.

Anvisningarna har remissbehandlats i en vid krets bestående av SGF, geotekniska konsulter, beställare, kommissionens medlemmar m. fl. Anvisningarna har också provtillämpats av ett antal geotekniska konsulter. Härigenom har värdefulla synpunkter och förslag erhållits som i stor utsträckning inarbetats i anvisningarna.

Syftet med anvisningarna är att höja och säkra kvaliteten på de utredningar av naturliga slänters stabilitet som utförs i Sverige. Detta görs genom

- att kombinera äldre erfarenhet med moderna undersökningsmetoder och den empiriska kunskap om jords egenskaper som vuxit fram på senare tid
- att tillse att undersökningarnas omfattning och kvalitet är tillräckliga för att utgöra ett gott bedömningsunderlag
- att de beräkningsmetoder som används är relevanta för det aktuella stabilitetsproblemet och i så stor omfattning som möjligt beakta alla kända faktorer av betydelse.

Syftet med anvisningarna är också att de skall leda till förbättrade stabilitetsutredningar utan att onödigtvis fördyra dem. Jämfört med tidigare praxis bedöms undersökningarnas kostnader och omfattning i de flesta fall bli i stort sett oförändrade. I vissa fall kan utredningarna bli mer omfattande, vilket å andra sidan kan medföra besparingar i förstärkningsåtgärder och förhindra skador orsakade av skred.

I anvisningarna behandlas undersökningar, bestämning av beräkningsparametrar och metoder för beräkning av stabilitet i jord för främst svenska förhållanden. Eventuella kontroll- och uppföljningsmetoder för slänter med otillfredsställande stabilitet, vilka bland annat skall ställas i relation till ett omedelbart åtgärdande av stabiliteten och som måste bestämmas i samråd med beställare och eventuellt den lokala räddningsledningen, behandlas inte.

Anvisningarna är avsedda att kunna användas som ett fristående dokument och avsnitt ur tidigare skrifter, bl.a. handledningar i stabilitetsberäkning och SGI:s informationsskrifter, återges därför i tillämpliga delar. I vissa fall har dessa reviderats med hänsyn till

nya kunskaper och erfarenheter. Det förutsätts dock att undersökningar i förekommande fall utförts enligt av SGF rekommenderad standard för fältundersökningar och svensk standard för laboratorieprovning.

Till alla som deltagit i utredningsarbetet, utfört provtillämpning, bidragit med remissvar, synpunkter och förslag riktas ett varmt tack.

Linköping i november 1995

*Skredkommissionen*





# Innehållsförteckning

---

1. BAKGRUND	1.1
2. ARBETSGÅNG VID STABILITETSUTREDNINGAR	2.1
3. GEOTEKNISKA UNDERSÖKNINGAR	
3.2 Syfte	3.1
3.2 Behov av information	3.1
3.3 Genomförande av de geotekniska undersökningarna	3.2
4. UNDERSÖKNINGARNAS OMFATTNING OCH BESTÄMNING AV GEOMETRI	
4.1 Geoteknisk besiktning och överslagsberäkning	
4.1.1 Besiktning	4.2
4.1.2 Överslagsberäkning	4.6
4.1.3 Redovisning av resultat och vidare åtgärder	4.7
4.2 Detaljerad utredning	
4.2.1 Allmänt	4.8
4.2.2 Fältundersökningar	4.9
4.2.3 Laboratorieundersökningar	4.11
4.2.4 Redovisning av undersökningsresultat och vidare åtgärder	4.12
4.2.5 Kontroll och övervakning	4.13
4.3 Fördjupad utredning	
4.3.1 Allmänt	4.15
4.3.2 Fältundersökningar	4.18
4.3.3 Laboratorieundersökningar	4.21
4.3.4 Redovisning av undersökningsresultat och vidare åtgärder	4.21
4.4 Kompletterande utredning	4.27
5. BEDÖMNING AV HÅLLFASTHETSEGENSKAPER	
5.1 Allmänt	5.1
5.2 Kohesionsjord	
5.2.1 Odränerad skjuvhållfasthet	
5.2.1.1 Provningsmetoder	5.10
5.2.1.2 Empiriska relationer för odränerad skjuvhållfasthet	5.13
5.2.1.3 Bedömning av hållfasthetsvärden	5.16
5.2.1.4 Beaktande av anisotropi	5.21
5.2.2 Dränerad skjuvhållfasthet	5.26
5.3 Friktionsjord	
5.3.1 Bestämning av friktionsvinkel	5.28
5.3.2 Bedömning vid val av friktionsvinkel	5.34

6. PORTRYCKSNIVÅER OCH VATTENSTÅNDSVARIATIONER	
6.1 Allmänt	6.1
6.2 Portrycksmätning	6.3
6.3 Prognostisering av maximala portryck	6.11
6.4 Val av portryck vid beräkningar	6.14
6.5 Bedömning av erosionsrisk	
6.5.1 Ytvattenerosion	6.17
6.5.2 Inre erosion	6.21
6.5.3 Hydrauliskt grundbrott	6.22
7. BERÄKNINGAR	
7.1 Beräkningsantaganden	
7.1.1 Allmänt	7.1
7.1.2 Laster	
7.1.2.1 Egentyngd	7.2
7.1.2.2 Ytlaster	7.3
7.1.2.3 Ytvatten	7.4
7.1.2.4 Grundvattennivå och portryck	7.5
7.2 Beräkningsmetoder	
7.2.1 Allmänt	7.6
7.2.2 Överslagsberäkningar	
7.2.2.1 Direktmetoden	7.10
- Odränerad analys	7.11
- Dränerad analys	7.18
7.2.2.2 Plana glidytor	7.25
- Odränerad analys	7.25
- Dränerad analys	7.26
7.2.3 Lamellmetoder	
7.2.3.1 Cirkulär-cylindriska glidytor	7.28
7.2.3.2 Glidytor av godtycklig form	7.39
7.2.4 Beräkningsprogram med automatisk sökning av farligaste glidyta	
7.2.4.1 Cirkulär-cylindriska glidytor	7.54
7.2.4.2 Glidytor av godtycklig form	7.58
7.2.5 Generella beräkningar	7.58
7.2.6 3-dimensionella effekter	7.59
7.3 Redovisning	7.64
7.4 Konsekvensanalys av omgivningspåverkan	7.69
8. REKOMMENDATIONER	
8.1 Allmänt	8.1
8.2 Totalsäkerhetsfaktorer	
8.2.1 Förutsättningar	8.3
8.2.2 Markanvändning	8.8
8.2.3 Erforderlig säkerhetsfaktor	8.10
8.3 Partialsäkerhetsfaktorer	8.13
9. REFERENSER	9.1

# 1. Bakgrund

Slänter med förutsättningar för skred utgörs i Sverige vanligen av dels lutande lerområden (lutningar  $> 1:10$ ), där det ibland finns förutsättningar för höga portryck och höga skjuvspänningar i leran, dels relativt branta slänter i silt och sandområden. Speciellt farliga är slänter mot vattendrag där erosion kan försämra stabiliteten.

Markförhållanden med förutsättningar för skred framgår av nedanstående figur.

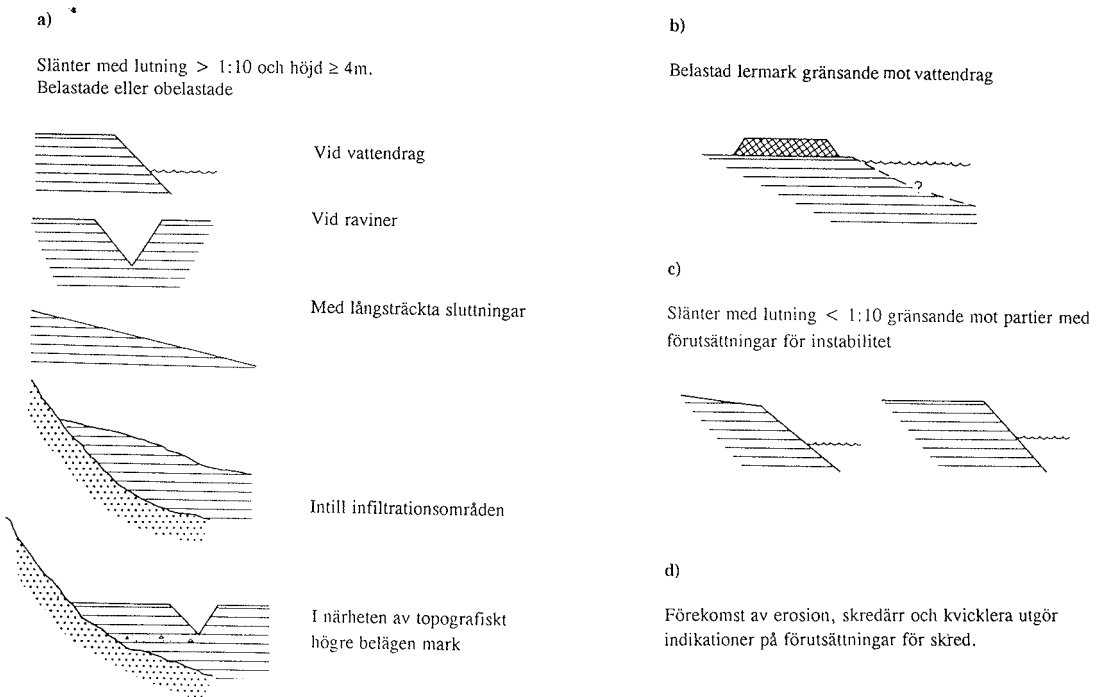


Fig. 1. Exempel på markförhållanden med förutsättningar för skred. [1]

Skred kan under vissa förutsättningar ske även i slänter med flackare lutning än 1:10. Det är då nästan undantagslöst så att någon form av ingrepp gjorts eller att skredet sker i samband med någon byggnadsverksamhet. Skred i t.ex. vägbankar har medfört över 100 meter långa glidytor i terräng med mycket svag lutning ned mot lokala försvagningar i form av djupa diken eller vattendrag. Exceptionella vattentryck på grund av t.ex. pålning har också förorsakat förskjutningar vid nästan plan mark.

I de fall det med hänsyn till jordarter och topografi bedöms att stabilitetsproblem kan föreligga, baseras fortsatta bedömningar av en slänts stabilitet på bestämning av jordens hållfasthet och beräkning av de krafter som påverkar slänten. Säkerhetsfaktorn  $F$  definieras normalt som förhållandet mellan skjuvhållfasthetens medelvärde utefter en tänkt glidyta,  $\bar{\tau}_f$ , och motsvarande mobiliserade skjuvspänning,  $\bar{\tau}_{mob}$ ,

$$F = \bar{\tau}_f / \bar{\tau}_{mob}.$$

Den beräknade säkerhetsfaktor som kan anses erforderlig beror av olika faktorer som jordart, hållfasthetsbestämning, typ av problemställning och konsekvens av ett eventuellt skred. I modern säkerhetsfilosofi söker man vägar att omformulera denna säkerhetsfaktor till ett mått på skredrisk, där riskbegreppet innefattar sannolikheten för ett skred och vilka samlade mänskliga, miljömässiga och ekonomiska värden som står på spel.

De beräkningsmetoder som används idag baserar sig alla på jämförelser mellan pådrivande och mothållande krafter, antingen förenklat som direkta kraftjämförelser (vid plana glidytor) och som momentjämförelser kring ett imaginärt rotationscentrum (cirkulär-cylindriska glidytor) eller som ett studium av kraftspelet i jordmassan som helhet varvid såväl kraft- som momentjämviktsvillkoren skall vara uppfyllda (s.k. ”rigorösa metoder”). De senare kan dessutom utföras för glidytor med godtycklig form. Användande av plana respektive cirkulär-cylindriska glidytor baseras på beräkningarnas enkelhet och observationen att glidytor i slänter med stor utsträckning i lutningsriktningen ofta kan förenklas till glidning utefter ett plan och att glidytor i främst kohesionsjord ofta synes ha en form som kan approximeras till ett cirkelsegment. För många enkla typfall med homogena jordförhållanden och enkla geometrier

har också förenklade (icke rigorösa) beräkningsmetoder och glidyteantaganden empiriskt visat sig ge tillfredsställande resultat. För mer komplicerade topografier och geometrier med skiktade jordar och komplicerade grundvattenförhållanden, vilket innebär lager med lägre hållfasthet och/eller andra svaghetszoner, kan de förenklade metoderna dock ge grovt missvisande resultat.

Rigorösa metoder för beräkning av stabilitet med godtyckliga glidytor utvecklades främst under 50- och 60-talen. Sedan dess har utvecklingen inom datorområdet gått framåt och medfört möjligheter till snabbare beräkningar med automatiska sökrutiner för att, under vissa förutsättningar, finna den beräkningsmässigt farligaste glidytan. De ”klassiska” beräkningsmetoderna är dock i princip oförändrade. Försök pågår att tillämpa avancerade numeriska beräkningsmetoder typ FEM, FDM och BEM på stabilitetsproblem i jord, men detta får idag betraktas som varande i ett relativt tidigt forskningsstadium.

Utvecklingen inom undersökningsteknik, hållfasthetsprovning och mätteknik har pågått under lång tid. Möjligheterna att prova och bedöma jords hållfasthet under olika betingelser och att kartlägga jordlager och eventuella skikt och deras egenskaper samt att beakta effekter av höga vattentryck också i så kallad kohesionsjord är därmed betydligt större idag än de var för ett antal år sedan. Erfarenheter från utförda uppföljningar och provningar av jord har inneburit en god empirisk kunskap om jords egenskaper och slänters beteende.

Den säkerhetsfilosofi som kommit att användas de senaste 30 åren grundas i hög grad på den utredning av ”rasriskerna i Götaälvdalen” som utfördes under åren 1957-1962 [2]. I denna utredning baserades den använda odränerade skjuvhållfastheten på främst vingförsök i fält men också i någon mån på fallkonförsök i laboratorium. Med hänsyn till spridningen i försöksresultaten valdes ett försiktigt medelvärde av de lägre uppmätta hållfasthetsvärdena. Vid denna tid gjordes ingen korrektion av de uppmätta hållfasthetsvärdena utom för fallkonförsök i gytjtiga leror och gytjtjor, där reduktionsfaktorer mellan 0,9 och 0,6 användes. En exakt jämförelse med dagens praxis låter sig inte göras eftersom denna varierar med spridning i försöksresultat och med jordens konsistensgränser. I stort torde de tidigare använda odränerade hållfastheterna motsvara vad som idag

skulle utvärderas utifrån korrigerade medelvärden av hållfasthetsbestämningarna.

Dränerad skjuvhållfasthet bedömdes utifrån resultat från direkta skjuvförsök och triaxialförsök. Provnings- och tolkningsförfarandet angavs i utredningen vara mycket osäkert och skiljer sig i mycket hög grad från vad som används idag.

De använda beräkningsmetoderna omfattade plana och cirkulär-cylindriska glidytor. För de senare användes såväl enkla momentjämförelser som Janbu's lamellmetod.

I Götaälvtredningen rekommenderades att man för bedömning av stabiliteten i denna dalgång skulle utföra beräkningar med främst cirkulär-cylindriska glidytor baserade på odränerad skjuvhållfasthet bestämd med vingförsök. Som krav på erforderlig beräknad säkerhetsfaktor och eventuella stabiliseringsåtgärder angavs:

” I de fall, då man t.ex. genom bebyggelse eller anläggning av vägar o.d. kan förväntas komma att ändra de rådande stabilitetsförhållandena brukar krävas en säkerhetsfaktor av 1,4 à 1,5”

” Om man däremot kan förutsätta, att ingen framtida försämring av stabilitetsförhållandena t.ex. genom bebyggelse kommer att inträffa inom det aktuella området, bör man kunna tillstyrka en något lägre säkerhetsfaktor 1,3 eller undantagsvis 1,2.”

Vid ännu lägre säkerhetsfaktor rekommenderades att

” man åtminstone för bebyggda områden bör utföra någon form av grundförstärkning. Denna ges en relativt måttlig omfattning...”

Jorden i den aktuella dalgången består i huvudsak av lera som är normalkonsoliderad eller svagt överkonsoliderad utom under botten av vattendragen och deras slänter, där erosionen medfört en viss avlastning och överkonsolidering. Nedsättningen i den odränerade

skjuvhållfastheten på grund av avlastningen och medföljande svällning hade medtagits i beräkningsunderlaget genom att undersökningarna utfördes också i slänterna och ute i älvfåran. Man varnade ändå för höga och speciellt artesiska vattentryck i jorden, vilket borde leda till försiktighet men inte direkt kunde beaktas i den typ av beräkningar som rekommenderades.

Beräkningarna med dränerade hållfasthetsegenskaper gav för låga säkerhetsfaktorer, ( $F < 1$ ). Detta är i strid med all övrig erfarenhet från beräkningar i motsvarande jord och får helt hänföras till det använda provnings- och tolkningsförfarandet.

Götaälvutredningen syftade till att ge rekommendationer för hur man med då befintlig teknik och kunskap skulle kunna värdera risken för stabilitetsproblem inom det aktuella området. Erfarenheterna och metoderna har sedan kommit att användas också inom andra geografiska områden med delvis annorlunda geologi, vilket tycks ha bidragit till att en viss skärpning i kraven på erforderlig säkerhetsfaktor vuxit fram. Senare forskning har visat att i mer överkonsoliderad jord och i jordprofiler med höga vattentryck blir den dränerade hållfastheten helt eller delvis dimensionerande, varvid beräkningar med odränerad skjuvhållfasthet blir alltmer missvisande ju mer överkonsoliderad jorden är, Figur 2. I jord där glidytorna går genom flera lager av material med väsentligt skilda permeabiliteter och möjligheter till dränering och portrycksutjämnning bör detta beaktas vid val av relevanta hållfasthetsegenskaper i de olika lagren.

I friktionsjord accepteras normalt något lägre säkerhetsfaktorer än i kohesionsjord. Detta grundas på att man i dessa jordar oftast med blotta ögat kan se var ras kan inträffa och att dessa normalt är relativt ytliga med en begränsad omfattning. Risken för snabb spridning av inträffade ras är dessutom i de flesta fall obefintlig.

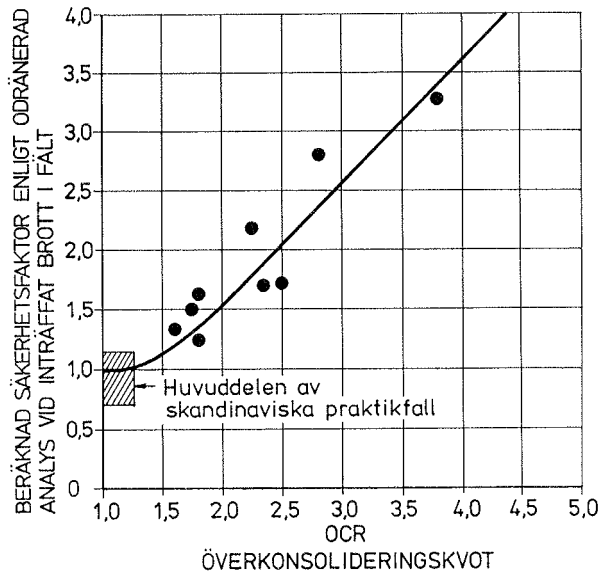


Fig. 2. Säkerhetsfaktor vid brott beräknad med odränerad analys för slänter i lera med olika grad av överkonsolidering. [3]



## 2. Arbetsgång vid stabilitets- utredningar

---

Det kan vara svårt att finna en generell arbetsgång, som är tillämpbar i alla tänkbara fall, för hur man bör förfara vid analys av en slänts stabilitet. Det är emellertid viktigt att *börja med en rimlig omfattning* och sedan successivt öka utredningens omfattning och detaljeringsgrad till dess att slänten antingen beräkningsmässigt kan bedömas vara stabil (eventuellt med hjälp av förstärkningsåtgärder) eller att beslut fattas om utrymning eller restriktioner för området. Det är också angeläget att i varje skede granska, analysera och utnyttja den tillgängliga informationen på bästa sätt, så att denna till fullo utnyttjas och *undersökningen inte görs mer omfattande än vad som krävs* i det enskilda fallet.

**Utredningsgången** visas i princip i Figur 3.

De olika begreppen i figuren förklaras i följande text. Som framgår av figuren inleds utredningen med

- GEOTEKNISK BESIKTNING OCH ÖVERSLAGS-BERÄKNINGAR

varpå, beroende på resultaten, i princip tre utredningssteg kan följa:

- DETALJERAD UTREDNING
- FÖRDJUPAD UTREDNING
- KOMPLETTERANDE UTREDNING

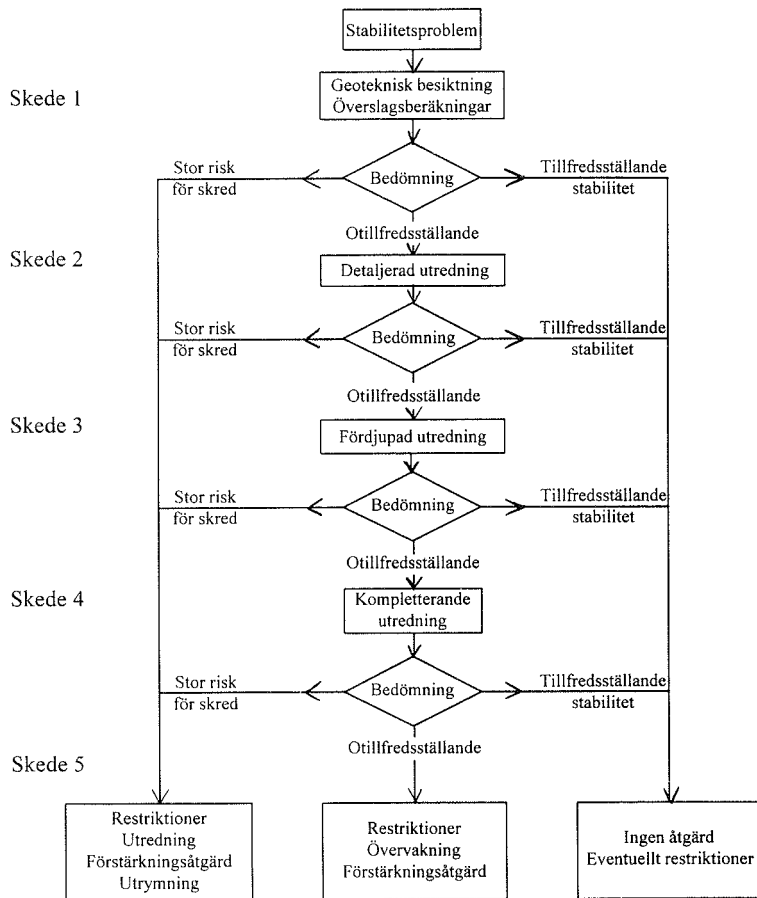


Fig. 3. Arbetsgång vid utredning av en slänts stabilitet [4].

I Figur 3 används begreppen ”stabil”, ”ottillfredsställande” och ”stor risk för skred”.

Med ”*stabil*” avses här att man beräkningsmässigt uppnår erforderlig säkerhet eller att man med hjälp av den geotekniska besiktningen klart kan avgöra att inga stabilitetsproblem föreligger.

Med ”*stor risk för skred*” avses den situation som råder då bedömningar på plats eller beräkningar visar att stabiliteten är dålig och man bedömer att *skred kan vara omedelbart förestående*.

Med ”*otillfredsställande*” avses övriga stabilitetssituationer där man funnit att säkerhetsfaktorn är otillfredsställande eller då man inte slutgiltigt kan ta ställning i säkerhetsfrågan utan inhämtande av ytterligare fakta om de rådande geotekniska förhållandena i området.

I tidiga skeden, (geoteknisk besiktning, detaljerad utredning), måste man kräva mycket klara fall för att bedömningen skall bli ”stabil” eller ”stor risk för skred”, se Figur 3. Man måste t.ex. beakta brister i kvalitet och omfattning av bedömningsunderlaget och kräva en klart högre säkerhetsfaktor vid den detaljerade utredningen jämfört med vad som erfordras vid de eventuella senare utredningsstegen för att erhålla samma låga sannolikhet för brott och bedöma området som ”stabil”.

Om man i något utredningsskede gör bedömningen att ett *skred kan vara omedelbart förestående* är det av största vikt att man omgående underrättar uppdragsgivaren så att

- *kommunens räddningsledare informeras*
- *övriga berörda myndigheter, förvaltningar, fastighetsägare m.fl. kan informeras*
- *kompletterande utredning för dimensionering av eventuella förstärkningsåtgärder och bedömning av det berörda områdets storlek snarast kan genomföras*
- *att aktiviteter i närheten av riskområdet som menligt kan inverka på stabiliteten kan stoppas eller begränsas. Exempel på sådana aktiviteter är muddring, schaktning, fyllning, pålning, sprängning och tung trafik.*

I de följande kapitlen ges detaljerade anvisningar för hur en stabilitetsutredning bör utföras, vilka undersökningar som bör genomföras, hur de bör tolkas samt för hur beräkningarna bör genomföras. Avslutningsvis diskuteras grunderna för de bedömningar som bör göras efter genomförd analys.

**Kapitlen** är organiserade med innehåll enligt följande:

## **GEOTEKNISKA UNDERSÖKNINGAR**

Allmän beskrivning av geotekniska undersökningar för släntstabilitet beträffande syfte, genomförande och vilken information de bör ge.

## **UNDERSÖKNINGARNAS OMFATTNING OCH BESTÄMNING AV GEOMETRI**

Här beskrivs först vilka moment som bör ingå i en geoteknisk besiktning av ett område med potentiella stabilitetsproblem och en del av de bedömningar som bör göras. Vidare anges vilka undersökningar som bör utföras för olika typer av jord i de olika stegen i utredningen och vilken omfattning de bör ha. Riktlinjer ges också för hur geometri och jordlagerföljd bör bestämmas.

## **BEDÖMNING AV HÅLLFASTHETSEGENSKAPER**

Hållfasthet i kohesionsjord och friktionsjord behandlas dels generellt, dels var för sig. Rekommendationer ges för val av olika undersökningsmetoder samt i vilken omfattning undersökningarna bör utföras. Tolkning av olika metoder och resultatens användbarhet diskuteras.

## **PORTRYCKSNIVÅER OCH VATTSTÅNDSVARIATIONER**

För olika utredningsskeden och olika typer av jord anges vilka mätmetoder som bör användas, hur tätt mätningar bör utföras i tid och rum, samt hur hela portryckssituationen i slänten bör behandlas. Dessutom ges riktlinjer för bedömning av erosionsrisk.

## **BERÄKNINGSMETODER**

I korthet behandlas krav på beräkningsmetoder och hur beräkningarna bör genomföras, samt hur portryck och hållfasthet hanteras i olika fall.

## **REKOMMENDATIONER**

Rekommendationer ges med avseende på val av erforderliga beräknade säkerhetsfaktorer. Andra kriterier för bedömning av säkerheten samt användande av partialsäkerhetsfaktorer diskuteras också.

# 3. Geotekniska undersökningar

---

## 3.1 Syfte

Syftet med geotekniska undersökningar i samband med stabilitetsutredningar är att klarlägga jord-, berg- och grundvattenförhållanden på en plats eller i ett område där förutsättningar för skred kan finnas så att erforderliga bedömningar och/eller relevanta stabilitetsanalyser kan utföras.

## 3.2 Behov av information

Den information om det aktuella området som kan behövas är

- Geometrin för markytan, eventuell botten under vatten samt fasta botten i plan och profil.
- Geologisk historia inkluderande eventuella tidigare skred.
- Jordarter och jordlagerföljder samt dessa variationer i plan och profil.
- Jordens egenskaper i de olika lagren i form av sammansättning, hållfasthet, densitet, lagringstäthet, konsistensgränser och sensitivitet.
- Portrycksfördelning inom olika delar av slänten samt portryckens och grundvattenytans naturliga variationer i tiden. Likaså behövs information om variationer i vattenytan i eventuella vattendrag inom det aktuella området.
- Förekomst av dränerande skikt eller lager i finjordsprofiler, deras utsträckning och eventuella kontakt med andra vattenmagasin som påverkar portrycksvariationerna. De senare kan t.ex. vara vattenförande skikt utmed intilliggande höjdsluttningar, som kan medföra artesiska eller förhöjda

tryck, eller vattendrag, varvid trycken kan variera med vattenståndet i dessa.

- Förekomst av lågpermeabla finjordsskikt eller lager i friktionsjord som kan utgöra svaghetsplan och/eller medföra olika trycknivåer i grundvattnet över och under dessa skikt.
- Inträffade och förväntade förändringar i belastningssituationen i form av konstruktioner, installationer, avschaktningar, erosion, erosionskydd, avverkning m.m.
- Variationer i belastningen som snölast, nederbörd, tillfälliga upplag, planerade belastningar, trafiklast m.m.
- Speciella risker inom området, t.ex. vattenledningar (risk för brott och läckage), trummor (risk för igensättning), möjlig påverkan av instabilitet i omgivande mark, möjliga extrema nivåer i vattendrag vid släntfoten (torrläggning eller översvämning), pågående erosion vid släntfot eller inom slänten m.m.

### **3.3 Genomförande av de geotekniska undersökningarna**

De geotekniska undersökningarna inleds normalt med en besiktning på plats samt studier av befintliga kartor, flygbilder och eventuella tidigare undersökningar. För vissa områden, normalt kommunvis, finns översiktliga stabilitetskarteringar att tillgå (ibland också kallade ras- och skredriskkartering). Syftet med denna kartering är att visa på områden - normalt begränsade till bebyggda områden - där ras- och skredrisker måste beaktas. Karteringen har då utförts med hjälp av flygbildstolkning kompletterad med fältkontroll och eventuellt enkla kontrollsonderingar. Karteringen är dokumenterad i s.k. skredriskkartor med tre olika stabilitets- eller riskzoner, I till III. På kartorna återfinns också kommentarer om speciella förhållanden i anslutning till vissa riskområden. Principen för en översiktlig skredriskkartering framgår av Figur 4.

En befintlig skredriskkartering kan inte ersätta de inledande geotekniska undersökningarna men kan vara ett värdefullt komplement. Eventuella tidigare utförda utredningar kan också innehålla väsentlig information. Om slänten inte på grundval av detta material kan klassas som stabil utförs inmätningar, lodningar, fältundersökningar samt provtagning och laboratorieundersökningar vars planering och omfattning baseras på det befintliga materialet.

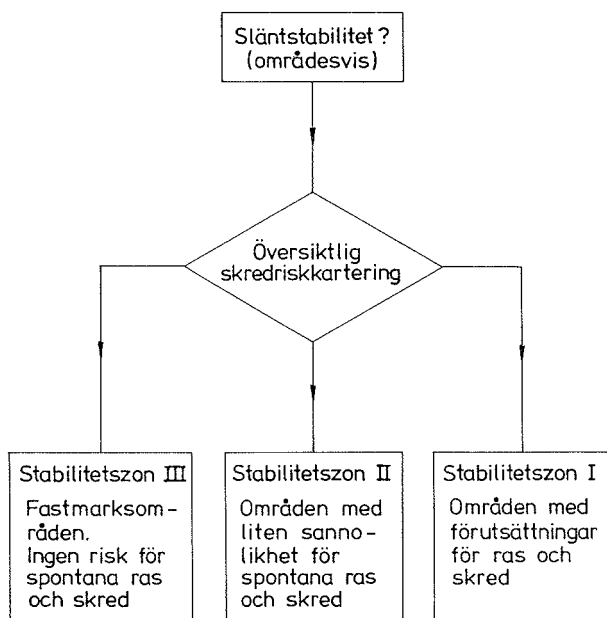


Fig. 4. Princip för översiktlig skredriskkartering [5].

Undersökningarna skall med tillräcklig kvalitet klarlägga de topografiska, geologiska och geotekniska förhållandena i sådan utsträckning att resultaten tillsammans med övrig information ger tillräckligt underlag för stabilitetsbedömningen. Luckor i undersökningarna kan inte ersättas med annan information.



Fältundersökningarna och kompletterande laboratorieundersökningar skall ha en sådan omfattning i plan och djupled att hela den berörda jordvolymen omfattas. Valet av undersökningsmetoder avpassas till jordens sammansättning. Särskilt viktigt är att undersökningarna drivs till tillräckligt djupt. Lösa lager som förekommer under fasta skikt och som har betydelse för stabiliteten skall undersökas.

Fältundersökningarna inleds med sonderingar och eventuellt störd provtagning från vilka man erhåller information om jordlagerföljd, jordlagrens relativa fasthet och djupet till fast botten eller berg. Den lämpligaste sonderingsmetoden är CPT-sondering med en för de aktuella jordlagren avpassad sonderingsklass, vilken skall vara så hög som möjligt. I den mån fasta skikt förhindrar att dessa sonderingar kan drivas tillräckligt djupt kan grövre metoder med bättre nedträngningsförmåga användas som komplement.

Områdets geologiska förhållanden erhålls från geologiska kartblad med beskrivningar utgivna av Sveriges geologiska undersökning SGU och från utförda geologiska undersökningar i och i närheten av området. Denna information kan kompletteras med resultaten från ödometerförsök och av uppmätta hållfasthetsprofiler. Vidare kan flygbildstolkning användas för bland annat kartläggning av inträffade skred inom samma område samt, i vissa fall, också av pågående erosion inom området.

Med ledning av sonderingsresultat och inledande överslagsberäkningar utväljs punkter för eventuella fortsatta undersökningar, lämpliga metoder för in-situ provningar och portrycksmätningar samt lämplig typ av provtagningsutrustning.

Grundvattenobservationer för bestämning av porvattentryckets storlek under och i lerlager och dess variation i tiden utförs lämpligen med hjälp av slutna portrycksmätare. I mer permeabla jordar och för observation av fria grundvattenytan kan öppna system användas. Man skall notera att det kan finnas flera grundvattenmagasin i en jordlagerföljd med skikt av olika täthet. Portrycksobservationer skall göras i sådan omfattning att en fullständig bild av portryckens variation i såväl djupled som längs och tvärs slänten kan erhållas.

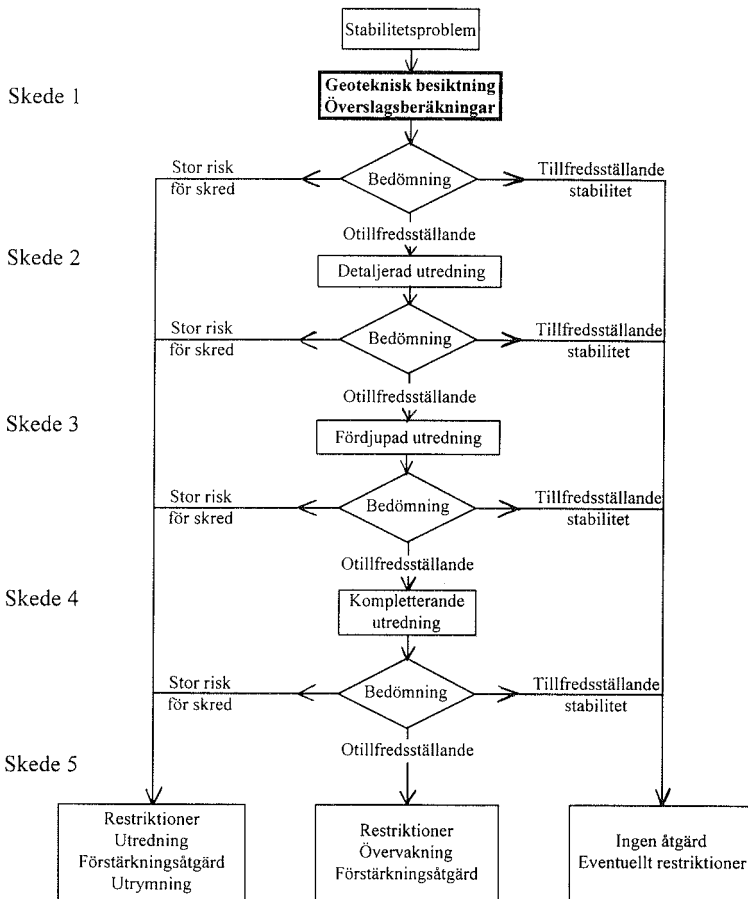
Förekomst av högpermeabla och lågpermeabla skikt kan observeras genom CPT-sondering med portrycksmätning eller alternativt portryckssondering. Skiktens relativa permeabilitet kan vid behov ytterligare bedömas ur portrycksutjämning vid sonderingsstopp i de aktuella skikten. Deras kontinuitet och vattenförande egenskaper kan vid tveksamhet studeras genom samtidiga observationer och jämförelser av porvattentrycken i olika punkter i det aktuella skiktet dels sinsemellan, dels med övriga portrycksobservationer i jordprofilerna samt med vattenståndet i närliggande vattendrag och i vattenförande skikt i anslutning till fasta botten. Dessa observationer bör utföras under så lång tid att effekten av säsongsvisa variationer kan studeras.

Jordens egenskaper i de olika lagren bedöms genom fält- och laboratorieprovning. En preliminär jordartsklassificering och densitetsuppskattning kan erhållas ur resultaten från CPT-sonderingar samt eventuella dilatometerförsök. Dessa kompletteras i kohesions- och mellanjord med störd och/eller ostörd provtagning och i friktionsjord med störd provtagning. De upptagna proverna klassificeras med avseende på främst densitet, kornstorleksfördelning, organisk halt, konsistensgränser, överkonsolideringsgrad, hållfasthet och sensitivitet (beroende på vad som kan bestämmas och vad som är relevant för den aktuella jorden).

# 4. Undersökningarnas omfattning och bestämning av geometri

Nedan görs en systematisk och noggrann genomgång av undersökningarna i de olika stegen i en stabilitetsutredning i enlighet med Figur 3.

## 4.1 Geoteknisk besiktning och överslagsberäkning



### 4.1.1 Besiktning

Den geotekniska besiktningen görs för att samla in fakta om slänten och ge underlag för det fortsatta undersöknings- och utredningsarbetet.

Den inledande besiktningen av ett område som bedöms ha förutsättningar för skred bör omfatta följande moment:

#### **Okulärbesiktning av området**, varvid speciellt noteras

- indikationer på rörelser i området, som sprickor i de ytliga jordlagren eller i byggnader samt lednings- eller kabelbrott
- förekomst av skredärr
- erosionsförhållanden i vattendrag
- grundvattenförhållanden; kontroll av vattennivåer i brunnar och vattendrag, framsipprande vatten i slänten etc. Omgivande geologi och topografi studeras och dess eventuella inverkan på grundvattenförhållandena bedöms.
- yttre laster som trafiklast, vibrationer m.m.
- förekomst av vattenledningar, dagvattentrummor m.m.
- vegetationens sammansättning, trädens lutning och ålder, spår av avverkning.
- spår av tidigare bebyggelse eller anläggningar i området
- om befintlig bebyggelse eller anläggningar är hotade
- fyllningar, upplag, soptippar, gödselstackar eller andra mänskliga åtgärder som innebär pålastning och/eller infiltration av kemiska ämnen
- tidigare åtgärder för att säkra stabiliteten, t.ex. utlagda erosionsskydd, avschaktningar eller uppfyllnader

## Studium av kartor och handlingar

- skredriskkartor
- topografiska kartor
- jordartskartor (SGU)
- flygbilder (geobildtolkning, gäller främst de fall som kräver detaljerad utredning)
- brunnsarkiv (SGU)

**Inventering av tidigare utförda geotekniska undersökningar/utredningar** i området, s.k. arkivborrning. I vissa områden, speciellt i anslutning till befintliga eller projekterade vägar och järnvägar, kan detta material vara omfattande.

**Inventering av uppgifter om ytvatten.** Dimensionerande vattenståndsnivå för stabilitetsberäkning bestäms med statistiska uppgifter om vattenståndsnivån, bedömning av nuvarande förhållanden och framtida förändringar samt acceptabel risknivå för exceptionella vattenstånd. Varaktigheten för olika vattenstånd är avgörande för val av beräkningsförutsättningar vid de olika dimensionerande vattenstånden. I vissa fall behövs också uppgifter om vattenhastigheten i vattendrag för bedömning av erosionsrisk. Uppgifter om vattenståndsnivåer och vattenföring etc. kan sökas hos bl.a. SMHI, kraftverksföretag, Vägverket och kommuner. Där statistik över vattenstånd saknas skall bedömning av de olika vattenstånden göras.

---

*Besiktningen skall göras av en erfaren geotekniker som besitter kunskap om släntstabilitetsproblem.*

---

I de bedömningar som skall göras ingår t.ex. :

- Inträffade **förändringar i belastningssituationen**, vilket utreds genom att studera äldre kartor och handlingar samt synliga spår vid besiktningen på platsen. De inträffade förändringarna ingår inte direkt i några beräkningar eftersom man normalt räknar på nuläget eller ett framtidsscenario, men de har betydelse för den allmänna bedömningen av stabiliteten. Nyligen utförda **konstruktioner som belastar slänten** innebär att stabiliteten försämrats och kan vara otillräcklig för naturliga variationer av t.ex. portryck som den tidigare utsatts för. **Pågående erosion** medför en kontinuerlig försämring av stabiliteten och leder med tiden alltid till större eller mindre skred. **Avverkning av träd** och övrig vegetation medför att risken för främst ytliga skred ökar då rotsystemen dels håller ihop jordmassan, dels suger upp vatten och minskar portrycken lokalt. Detta gäller inte minst slänter i sand- och siltjordar.
  
- Å andra sidan medför **utlagda erosionsskydd** att den process som ofta är huvudorsaken till skred brutits (under förutsättning att de underhålls och fungerar, vilket måste kontrolleras). Utförda **avschaktningar** vid släntkrön, **utflackningar** av slänten och **uppfyllnader** vid släntfoten innebär normalt att släntens stabilitet förbättrats i förhållande till tidigare situationer och att omedelbar skredrisk i alla fall inte föreligger (förutsatt att åtgärden var riktig för det aktuella fallet). Därmed följer dock inte nödvändigtvis att stabiliteten är tillfredsställande, utan denna måste utredas.
  
- **Variationer i belastningen** måste beaktas. Kraftig nederbörd medför, förutom att portrycken ökar och eventuella sprickor vattenfylls, också att jordens vattenmättnadsgrad och densitet ökar. **Snölast** skall beaktas även i södra Sverige och speciellt i de fall snöupplag utförs inom det område vid släntkrönet där stabiliteten påverkas negativt. Andra tillfälliga **upplag** som timmertravar, jordmassor och byggnadsmaterial vid olika typer av anläggningsarbeten, upplag i samband med jordbruksarbete mm. skall beaktas och eventuellt vid behov förhindras eller regleras).
  
- **Trafiklast** från fordon på vägar eller tåg på spår beräknas normalt schablonmässigt och inkluderar då eventuella dynamiska effekter. Speciella beräkningar kan behöva göras i

samband med exceptionellt tunga transporter varvid också belastningens begränsade varaktighet kan beaktas. Trafiklaster från järnväg beaktas enligt anvisningar i Banverkets BVF 585.10 "Stabilitetsanalyser" 1995 [6] och vägtrafiklaster enligt Vägverkets byggnadstekniska anvisningar BYA 92 [7]. Anvisningar för trafiklaster kan komma att revideras och aktuella uppgifter erhålls från Banverket respektive Vägverket.

- Alla **planerade belastningar och ingrepp** i slänten skall beaktas och stabiliteten beräknas för varje lastfall. Speciellt för pålning och andra ingrepp i själva jordmassan är att den eventuella hållfasthetsnedsättning och horisontaltrycksökning som ingreppet förorsakar måste beaktas. Likaså måste hänsyn tas till den portrycksuppbyggnad som kan ske i permeablare skikt och vilken då kan få en stor utbredning i plan. Förekommer sådana skikt måste stabiliteten kontrolleras med antagande av extrema portrycksuppbyggnader och föreskrifter ges om maximalt tillåtna portryck och erforderliga kontrollåtgärder. Erfarenheten har visat att problem med portrycksuppbyggnad i sådana skikt kan uppstå vid mycket små släntlutningar (och vid lutande skikt t.o.m. på plan mark).

Möjligheten för uppbyggnad av **höga portryck inklusive artesiska tryck** genom naturlig infiltration av vatten i permeabla lager bedöms med ledning av omgivande topografi och observationer av på vilka nivåer fastmarkspartier och eventuella dränerande lager går i dagen.

- **Speciella risker** inom området kan utgöras av olika typer av **vattenledningar**. Vid läckage eller brott på en ledning kan förhöjda vattentryck uppstå i och omkring ledningen, vilket kan äventyra stabiliteten. **Trummor och kulvertar** för vattenavledning kan sättas igen, vilket medför att vatten ansamlas på uppströmssidan. Detta medför såväl ytlast som portrycksförhöjningar. **Erosion** vid släntfoten underminerar hela slänten och leder alltid till skred förr eller senare. Erosion inom slänten i t.ex. bäckfåror kan leda till lokal instabilitet. Detta, liksom övriga nämnda riskfaktorer, kan leda till lokala skred vilka i sin tur kan utlösa mer omfattande skred.

- I vissa vattendrag kan **torrläggning** inträffa, dels genom olika former av olyckor och naturkatastrofer, dels genom avsiktliga åtgärder. **Extrema vattenstånd** åt andra hållet kan inträffa vid dämning av vattendraget, antingen avsiktligt eller genom blockering.
- Befinner sig den aktuella slänten inom ett större område med dålig stabilitet bör också risken för **skred i andra delområden** och deras möjliga inverkan på den aktuella slänten beaktas.

Alla ovannämnda speciella risker kan utlösa skred. Då stabiliteten för en slänt utreds skall förutsättningarna för det bedömda stabilitetsläget anges tillsammans med potentiella risker för att dessa förutsättningar inte skall vara uppfyllda samt vad som i så fall kan inträffa.

#### 4.1.2 Överslagsberäkning

Som förberedelse för vidare undersökningar ritas ett antal lämpliga sektioner från området upp med hjälp av befintligt kartmaterial och eventuella tidigare undersökningar och befintlig kännedom om geologiska och geotekniska förhållanden inom området. Bedömningar görs av troliga jorddjup, densiteter och hållfastheter, (bl. a. baserade på empiri, se Kapitel 5), så att en säkerhetsfaktor överslagsmässigt kan beräknas. Därvid skall mycket försiktigt antagna värden på hållfastheten användas. Dessa beräkningar ger underlag för planering av de fortsatta undersökningarna. I det fall slänten kan bedömas som troligen stabil genomförs en begränsad fältinsats enbart för att bekräfta att de gjorda antagandena är på säkra sidan. I vissa fall, speciellt då ett stort arkivmaterial finns, kan slänten på detta vis bedömas som stabil enbart på basis av överslagsberäkningar.



### 4.1.3 Redovisning av resultat och vidare åtgärder

Resultatet av besiktningen och tillhörande bedömningar och överslagsberäkningar redovisas med beaktande av de punkter som angivits i avsnitt 4.1.1-4.1.2.

Om slänten på basis av resultaten från besiktningen och överslagsberäkningarna kan bedömas vara *stabil*, redovisas den typsektion som beräkningsmässigt har den lägsta säkerhetsfaktorn med tillhörande farligaste glidyta samt i beräkningarna använda hållfastheter, portryck, densiteter och laster, se Figur 5. Överslagsberäkningen redovisas dessutom på Skredkommissionens tekniska faktablad. Övriga resultat arkiveras i koncept.

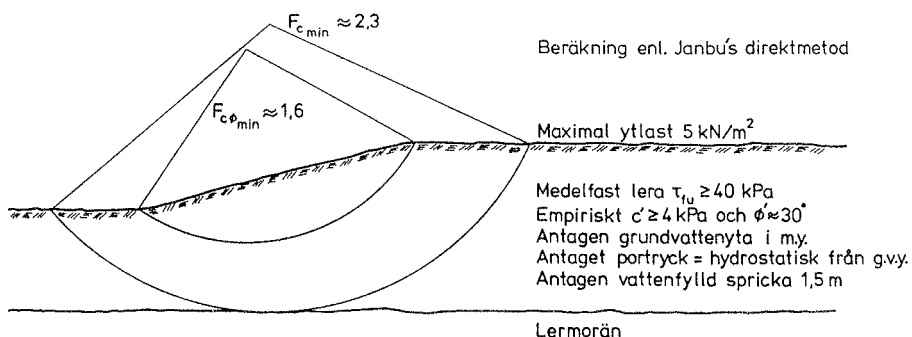


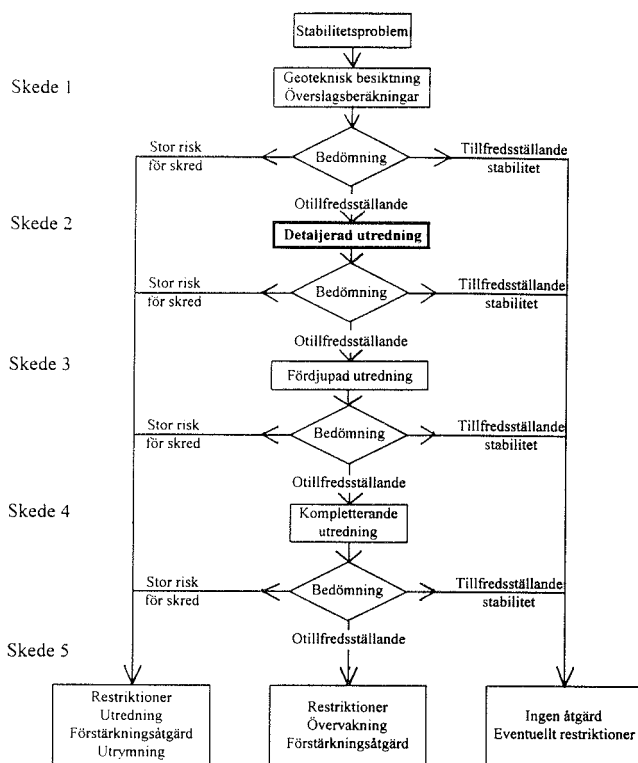
Fig. 5. Exempel på redovisning av undersökningsresultat och beräknat farligaste glidyta vid besiktning och överslagsberäkning.

Om bedömningen är att slänten har en *otillfredsställande stabilitet* eller att stor risk för skred föreligger, redovisas samtliga överslagsberäkningar eftersom de utgör underlag för planering av den detaljerade utredningen och eventuella omedelbara restriktioner och åtgärder.

Om man redan i detta skede bedömer att *stor risk för skred* föreligger måste uppdragsgivaren informeras så att berörda myndigheter och fastighetsägare informeras och att eventuella åtgärder för

att säkerställa säkerheten för människor i området kan förberedas och sättas in.

## 4.2 Detaljerad utredning



### 4.2.1 Allmänt

Många slänter i områden med förutsättningar för skred har tillfredsställande stabilitet, varför det rekommenderas att undersökningarna i den detaljerade utredningen ges en **begränsad omfattning**. Detta steg i en utredning syftar i första hand till att klarlägga om ett reellt stabilitetsproblem föreligger.

Med ledning av överslagsberäkningar och topografiska förhållanden väljs ett antal sektioner som bedöms som de mest kritiska i området. Vid val av sektion(er) beaktas förutom markytans lutning och

nivåskillnader även förväntad tjocklek på de lösa jordlagren och fasta botten lutning. Vid detta val har man god hjälp av befintliga kartor och flygbilder.

De undersökningar som utförs i dessa sektioner skall ge information om bl.a. följande:

- markytans geometri inklusive bottennivå i vattendrag
- jordlagerföljd och djup till fastare bottenlager
- jordens hållfasthetsegenskaper
- grundvatten- och portrycksnivåer
- förekomst av skikt och kvicklera

#### **4.2.2 Fältundersökningar**

I de utvalda sektionerna utförs följande:

##### **Avvägning och inmätning:**

För bestämning av markytans geometri utförs avvägning. Eventuellt kan detta ske med hjälp av grundkarta, om aktuell sådan finns med 1 m ekvidistans. För bestämning av markytans respektive vattendragets bottennivå erfordras att brytpunkter avvägs och inmäts med en noggrannhet av  $\pm 0,1$  m. Undersökningspunkternas läge och höjd bestäms på motsvarande sätt.

##### **Lodning:**

För bestämning av vattendrags bottengeometri utförs lodning. Lägsta vattenstånd i vattendrag bestäms med ledning av befintliga uppgifter från myndigheter och företag eller av uppgifter från ortsbefolkningen.

### **Sondering:**

För bestämning av jordlagerföljd och jordlagrens mäktighet utförs sondering. Denna utförs normalt till fast botten. I profiler med mycket stort djup till fast botten kan sonderingarna utföras till djup som, utgående från överslagsberäkningarna, med säkerhet är tillfyllest. Lämplig omfattning är 2-3 punkter per sektion varav en sonderingspunkt bör placeras i närheten av släntens fot och en i närheten av dess krön.

För att kunna upptäcka genomsläppliga skikt av sand eller silt med höga grundvattentryck i lera, eller alternativt tunna lerskikt i friktionsjord, vilka har betydelse för stabiliteten bör CPT-sondering med portrycksmätning utföras. Vid sondering enligt klass CPT3 (och med mindre noggrannhet enligt klass CPT2) erhålls också en uppskattning av jordens odränerade skjuvhållfasthet. För att helt uppfylla kraven i dessa sonderingsklasser fordras som regel att torrskorpan förborras och sonden temperaturstabiliseras nära jordtemperaturen.

Hållfastheten i friktionsjord kan också bedömas ur resultaten från CPT-sondering.

Används annan sonderingsmetod än CPT-sondering med portrycksmätning krävs, om topografin är sådan att artesiska vattentryck kan befaras, att kompletterande portryckssondering utförs för att undersöka förekomst av eventuella genomsläppliga skikt med höga vattentryck.

### **Provtagning:**

För bestämning och verifiering av jordens sammansättning samt för att kunna bedöma erforderliga korrektionsfaktorer vid utvärdering av fältförsöken krävs provtagning. Störd eller ostörd provtagning utförs i minst en punkt per sektion, vilken normalt placeras i närheten av släntens krön. Provtagning görs enklast med skruvborr om jordarter och provtagningsdjup så medger.

### **Vingförsök:**

I den mån det inte av beräkningar baserade på sonderingsresultaten klart framgår att slänten är stabil, utförs vingförsök i finkornig mineraljord och organisk jord. Bestämning av jordens odränerade skjuvhållfasthet och sensitivitet med vingförsök utförs i direkt anslutning till provtagningspunkterna. Utrustning typ SGI, Geotech, Geonor eller motsvarande kan användas.

### **Grundvatten- och portrycksmätning:**

I främst genomsläppliga bottenlager och påträffade skikt mäts grundvattnets trycknivå. Består jordprofilen av tjocka lager av finkornig mineraljord eller organisk jord erfordras portrycksmätning i dessa lager i en sådan omfattning att portrycksfördelningen i slänten kan bedömas. Undantag, där portrycksmätning i lager med mineraljord eller organisk jord inte erfordras, är de fall där slänten även med antaganden om portryck klart på säkra sidan är beräkningsmässigt stabil.

---

*Undersökningarna skall utföras enligt rekommenderad standard då sådan finns.*

---

### **4.2.3 Laboratorieundersökningar**

På upptagna jordprover utförs

- jordartsbestämning
- bestämning av vattenkvot
- bestämning av flytgräns

#### 4.2.4 Redovisning av undersökningsresultat och vidare åtgärder

Om den detaljerade utredningen med tillhörande beräkningar och bedömningar, (se Kapitel 7 och 8), visar att området är *stabil*, kan man nöja sig med att i plan redovisa de undersökta sektionernas lägen med beräknade lägsta säkerhetsfaktorer. För den beräkningsmässigt farligaste sektionen redovisas sektionens ritning med valda beräkningsparametrar samt Skredkommissionens tekniska faktablad för stabilitetsutredning med beräkningsunderlag. Undersökningsresultaten i övrigt arkiveras i koncept.

Om den inledande utredningen visar att slänten har en *otillfredsställande säkerhet* skall borrtplan och sektioner ritas upp eftersom resultatet kommer att leda till fortsatta diskussioner och undersökningar. Härvid bör redovisningen omfatta:

- Tekniskt faktablad för stabilitetsutredning
- Undersökningsplan med sektionlinjer (t.ex. i skala 1:1000, 1:2000)
- Sektioner med undersökningsresultat (normalt skala 1:100 eller 1:200) se, Figur 6.
- Tabeller med resultat från laboratorieundersökningar
- Beräkningssektioner med valda jordlagerindelningar och valda värden på jordens skjuvhållfasthet, portryck, densitet och övriga beräkningsförutsättningar (laster, geometri, m.m.) samt beräknade farligaste glidytor, se Figur 7.
- Indata och beräkningsresultat för farligaste glidyta i tabellform. Använd beräkningsmetod och gjorda antaganden samt eventuellt använt datorprogram skall klart framgå.

Bedöms stabiliteten som *otillfredsställande* skall utredningen fortsättas med fördjupade undersökningar.

Om man bedömer att *stor risk för skred* föreligger måste uppdragsgivaren underrättas så att, om så inte redan skett, berörda myndigheter och fastighetsägare informeras och att eventuella åtgärder för att säkerställa säkerheten för människor i området kan förberedas och sättas in.

#### 4.2.5 Kontroll och övervakning

I vissa fall avser stabilitetsutredningen förhållanden där man kan befara att skjuvhållfastheten i jorden kommer att nedsättas på grund av ökande portryck eller påtvingade deformationer i samband med olika aktiviteter i området. Detta gäller t.ex. vid pålning, sprängning och andra vibrationsskapande verksamheter. Speciellt bör observeras att höga portryck i vattenförande skikt under eller inbäddade i kohesionsjord kan sprida sig över stora ytor och avstånd. Dessa förändringar är mycket svåra att i detalj förutsäga och kvantifiera varför kontroll och övervakning då kan bli aktuella.

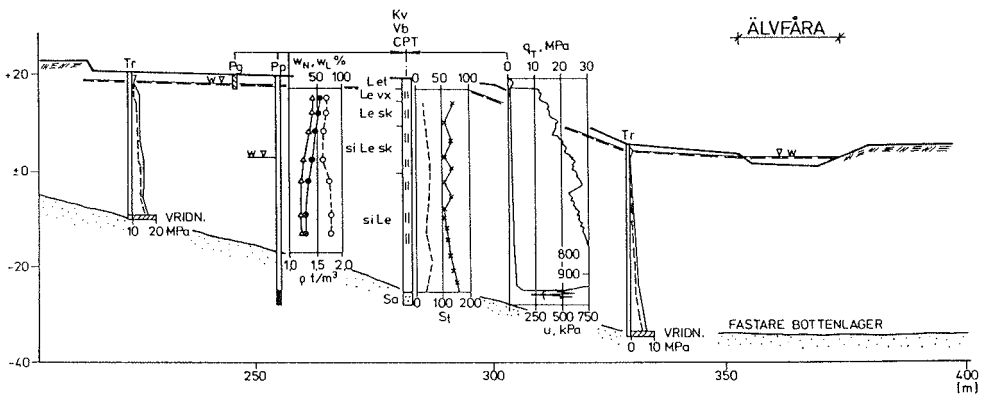


Fig. 6. Exempel på redovisning av undersökningsresultat i en sektion vid detaljerad utredning.

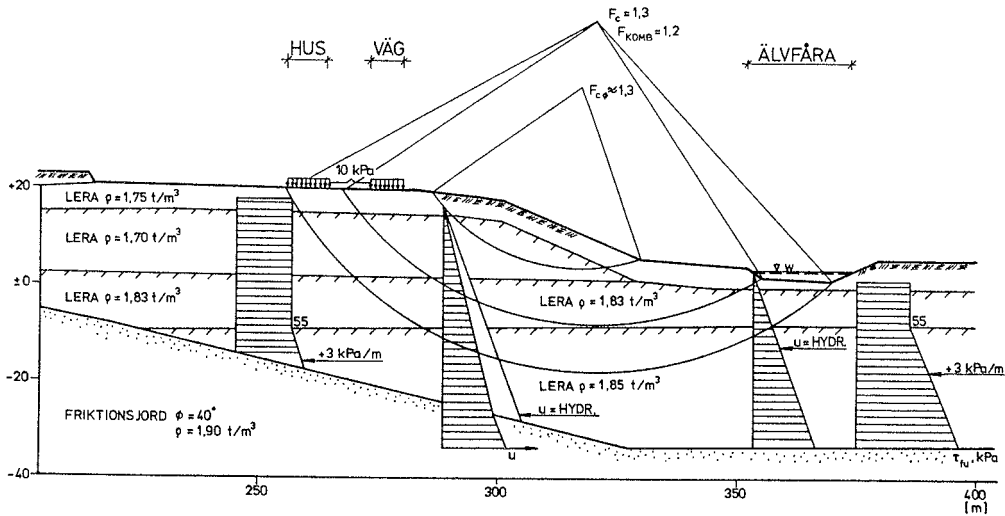


Fig. 7. Exempel på redovisning av beräkningssektion med använd jordlagerindelning, densitet, laster, hållfasthetsparametrar och porvattentryck.

De övervakningsmetoder som används är främst, beroende på problemställningen, portrycksmätning och/eller deformationsmätning.

Portrycksmätning för kontroll och övervakning utförs med slutna portrycksmätningssystem för att säkerställa tillräckligt snabb registrering av förändringar. Mätarna måste också vara noggrant placerade i de skikt och zoner som är av primärt intresse.

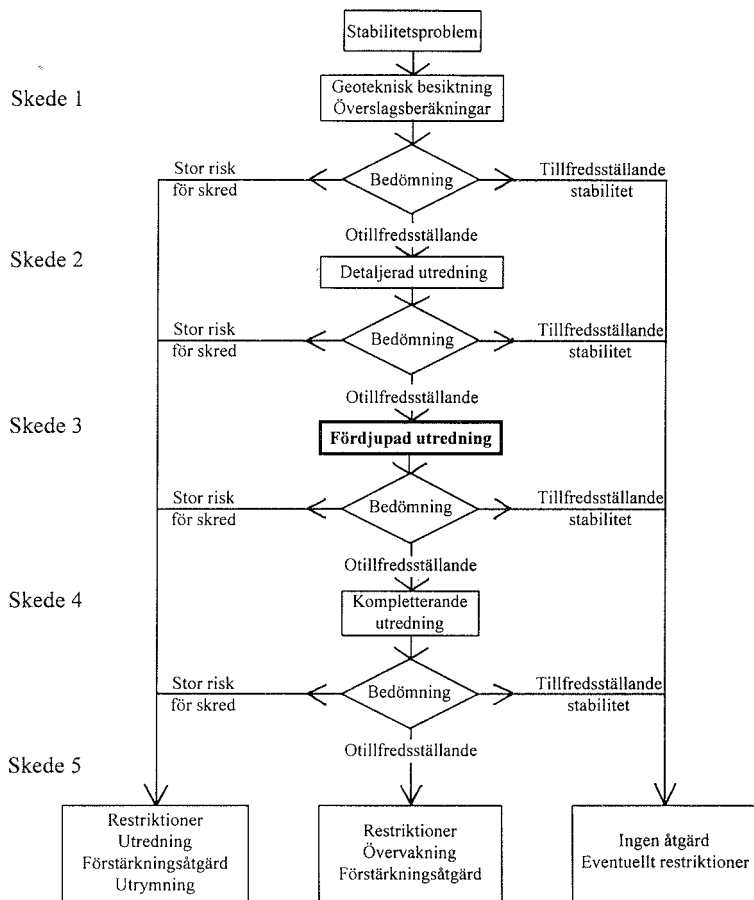
Deformationsmätningarna utgörs ofta av en kombination av sättningmätning vid slänkrön och horisontalrörelsemätning i slänten (inklinometermätning).

För att kontroll och övervakning skall vara meningsfull måste först en analys göras av vilka tröskelvärden för portryck och/eller deformationer som ej får överskridas för att en acceptabel säkerhetsnivå skall bibehållas. Dessutom måste en handlingsplan finnas för vilka åtgärder som omedelbart skall tillgripas i det fall tröskelvärdena uppnås eller överskrids.



Vidare riktlinjer för ”övervakning av slänter med låg säkerhet” är utarbetade av Skredkommissionens arbetsgrupp för förstärkningsåtgärder [8].

### 4.3 Fördjupad utredning



### 4.3.1 Allmänt

Om den geotekniska besiktningen och den detaljerade utredningen visar att stabilitetsproblem kan föreligga utförs fördjupade undersökningar vars främsta syfte är att

- ge underlag för en noggrannare beräkning av stabiliteten
- klarlägga riskområdets storlek
- ge underlag för en konsekvensanalys för bedömning av ett skreds möjliga förlopp och utbredning
- ge underlag för dimensionering av eventuella erforderliga förstärkningsåtgärder

De fördjupade undersökningarna är mer kvalificerade och/eller mer yttäckande i jämförelse med de tidigare utförda. Med ledning av resultaten från den detaljerade utredningen

- väljs undersökningsmetoder
- förtätas antalet sektioner om så anses erforderligt
- förlängs sektionerna (vid större jorddjup) om så anses erforderligt
- förläggs sektioner utanför de tidigare så att omgivande fastmarksgränser kan lokaliseras
- undersöks eventuella angränsande vattendrag detaljerat med avseende på dels de partier som beräkningsmässigt har den lägsta säkerheten, dels lokala fördjupningar i botten

Då de topografiska förhållandena så påkallar bör man ibland rikta de undersökta sektionerna mot t.ex. ett höjddparti, d.v.s. de undersökta sektionerna är då inte parallella. Sådana sektioner analyseras sedan normalt på samma sätt som tvärsektioner i en långsträckt slänt.

De fördjupade undersökningarna i ovannämnda sektioner skall bl.a. i görligaste mån klargöra följande

- markytans geometri inklusive bottennivå i vattendrag
- djupet till fastare bottenlager
- jordens hållfasthetsegenskaper i detalj
- förekomst och utbredning av eventuell kvicklera, svartmocka eller organisk jord samt dess egenskaper
- förekomst av skikt, deras egenskaper, utbredning, orientering och kontinuitet
- portrycksfördelningar i alla delar av slänten samt deras variation med årstider och möjliga extremvärden
- jordens spänningshistoria, förkonsolideringstryck, effektiva överlagringstryck och överkonsolideringsgrad, speciellt i kohesionsjord
- inhomogeniteter i jordens struktur, (sprickor och rottrådar), organisk halt och eventuella andra inslag i jordens sammansättning som kan påverka dess hållfasthet t.ex. kemisk påverkan.

### **4.3.2 Fältundersökningar**

I de utvalda sektionerna utförs följande undersökningar:

#### **Avvägning och inmätning**

För bestämning av markytans respektive förekommande vattendrags bottennivå erfordras att brytpunkter avvägs och inmäts med en noggrannhet av 0,1 m. Undersökningspunkternas läge och höjd bestäms på motsvarande sätt.

#### **Lodning**

I de undersökta sektionerna skall vattendragens bottengeometri bestämmas. Bestämningen kan göras genom ekolodning i sektioner för att få fram eventuella djuphålor i botten eller bottenuppträckningar. Speciellt kontrolleras krökar och sektionsförändringar i vattendragen. Vid kraftig erosion kan dykare vara behjälplig vid kartläggning av skador på bl.a. erosionsskydd. Vid manuell lodning används stång eller måttband med platta (200 mm). I en del fall kan mätning med slangställningsmätare vara ett alternativ.

#### **Sondering**

För bestämning av de lösa jordlagrens mäktighet och bedömning av egenskaper utförs CPT-sonderingar med högsta möjliga sonderingsklass. Normalt utförs dessa till fast botten. Vid stort djup till fast botten kan sonderingsdjupet begränsas till vad som utifrån den detaljerade undersökningen kan anses motiverat. Speciellt noteras förekomst av inhomogeniteter i jordlagren som lösare och fastare skikt m.m. Lämplig omfattning kan vara 3-6 punkter per sektion, där den översta punkten placeras nära fastmarksgränsen, om denna ligger inom sådant avstånd att ett skred kan tänkas utvecklas dit. Av de övriga punkterna placeras lämpligen en i närheten av släntens fot och en i närheten av släntens krön.

## **Provtagning**

För en noggrann undersökning av hållfasthet och sensitivitet i kohesionsjord erfordras ostörd provtagning där så är möjligt i minst en punkt i riskområdet. Om fältförsöken indikerar stora variationer i lagerföljder och egenskaper över området måste antalet punkter med upptagning av ostörda jordprover utökas. Den ostörda provtagningen utförs med standardkolvborr. För att minimera störningen bör i vissa fall kolvborr typ St II väljas, t. ex. vid provtagning från flotte. Provtagningsnivåerna bestäms med ledning av sonderingsresultat och tidigare provtagning. Representerativa prover skall tas genom hela den berörda jordvolymen. Vid mindre slänter och stora lerdjup kan provtagningsdjupet begränsas med ledning av sonderingsresultat och överslagsberäkningar.

## **Vingförsök**

För en säkrare bestämning av skjuvhållfasthet och sensitivitet i kohesionsjord samt för kalibrering av sonderingsresultaten utförs vingförsök, bl.a. vid provtagningspunkterna. Vid små lerdjup och låg skjuvhållfasthet kan såväl utrustning typ SGI som Geotech eller motsvarande användas. Vid höga sensitiviteter och lagerföljder som medför stor risk för störning bör utrustning typ SGI väljas. Vingförsök skall utföras i alla jordlager och i en sådan omfattning att de ger en fullgod kalibrering av CPT-sonderingarna och tillsammans med dessa ger en komplett bild av de odränerade hållfasthetsegenskaperna inom området.

## **Dilatometerförsök**

Som komplement till sonderingar och vingförsök kan dilatometerförsök utföras, speciellt då stor störning och spridning i försöksresultaten erhålls med de andra metoderna. Försöken avser för stabilitetsundersökningar främst hållfasthetsbedömning i kohesionsjord och utförs då med de krav på utrustningen som gäller för försök i lera.

## Portrycksmätning

I de fall den detaljerade utredningen visat att dränerad hållfasthet kan vara helt eller delvis dimensionerande placeras portrycksmätare i ett sådant antal att en klar bild av portrycksfördelningen i jorden erhålls. Mätningar utförs bakom krönkant, vid krönkant, i slänten och vid släntfot. Dessutom mäts porvattentrycket i flera punkter i skikt som bedöms som genomsläppliga och kan ha höga vattentryck samt i vattenförande bottenlager. Mätningarna skall, om möjligt, pågå under så lång tid att klimatiska variationer kan studeras och att en prognostisering kan göras för portryckens variation vid extrema situationer. För att underlätta denna prognostisering bör också en bedömning göras av infiltrationsområdets storlek.

I vattengenomsläppliga skikt och jordlager kan öppna rör med filterspets användas. I övrigt bör slutna portrycksmätningssystem användas.

## Inklinometermätning

I de fall den geotekniska besiktningen givit indikationer på att markrörelser kan vara pågående, kan inklinometeröror installeras för eventuell lokalisering av skjuvzoner. Undersökningar och beräkningar kan i detta fall göras speciellt med avseende på dessa zoner.

---

*Avståndet i sidled mellan olika undersökningar, (sondering, provtagning, vingförsök m.m.), i en punkt skall vara minst 2 m.*

*Undersökningarna utförs enligt SGF:s rekommenderade standard i de fall sådan finns.*

---

### **4.3.3 Laboratorieundersökningar**

Upptagna ostörda jordprover undersöks med avseende på:

- jordart
- vattenkvot
- flytgräns
- skjuvhållfasthet
- densitet
- sensitivitet

På ett antal utvalda representativa prover utförs också ödometerförsök för bestämning av jordens förkonsolideringstryck.

I skiktade och siltiga jordar, liksom i andra jordar där utvärdering av skjuvhållfastheten är osäker, utförs kompletterande direkta skjuvförsök.

### **4.3.4 Redovisning av undersökningsresultat och vidare åtgärder**

Undersökningarna i en fördjupad utredning bör, efter utförda beräkningar och bedömningar (se Kapitel 7 och 8), redovisas med:

- uppdaterat tekniskt faktablad för stabilitetsutredning
- undersökningsplan med undersökta sektioner
- sektioner med undersökningsresultat, se Figur 8.
- tabeller med resultat från laboratorieundersökningar

- resultat av ödometer- och skjuvförsök
- resultat av portrycksmätning och prognostiserade extremvärden se, Figur 9.
- beräkningssektioner med vald jordlagerindelning och valda värden på jordens skjuvhållfasthet, portryck, densitet och övriga beräkningsparametrar (t.ex. yttre laster och vattenstånd) samt beräknade farligaste glidytor, se Figur 10.
- indata och beräkningsresultat för farligaste glidytor i tabellform. Använd beräkningsmetod och gjorda antaganden samt eventuellt använt datorprogram skall klart framgå.

Om man med ledning av de fördjupade undersökningarna inte kan konstatera att slänten är stabil bör man till utredningen foga rekommendationer för erforderliga kompletterande undersökningar samt en konsekvensanalys av primära och eventuellt sekundära skred, se Figur 11.

Man bör i detta skede också studera vilka förstärkningsåtgärder som kan bli aktuella samt dimensionera dessa överslagsmässigt, se Figur 12. Det fortsatta utredningsarbetet blir beroende av vilka åtgärder som är möjliga att genomföra.

Om resultaten från den fördjupade utredningen visar att den beräknade säkerheten är låg bör ytterligare besiktning utföras i form av

- kontroll av vatten-, el- och teleledningarna med avseende på onormal frekvens av kabelbrott eller vattenläckage.
- kontroll av synliga nya sprickor och förändringar i sprickvidder.
- småskred lutande och omkullfallna träd
- erosion
- förändringar i porvattentryck i de redan installerade mätarna



Om man bedömer att stor risk för skred föreligger måste uppdragsgivaren underrättas så att, om så inte redan skett, berörda myndigheter och fastighetsägare informeras och att eventuella åtgärder för att säkerställa säkerheten för människor i området kan förberedas och sättas in

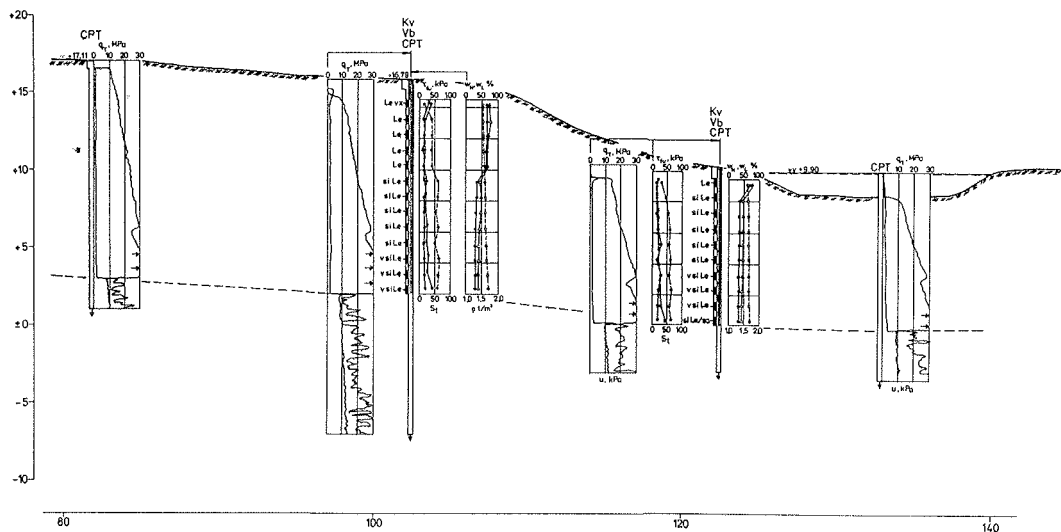


Fig. 8. Exempel på redovisning av undersökningsresultat i en sektion vid fördjupad utredning.

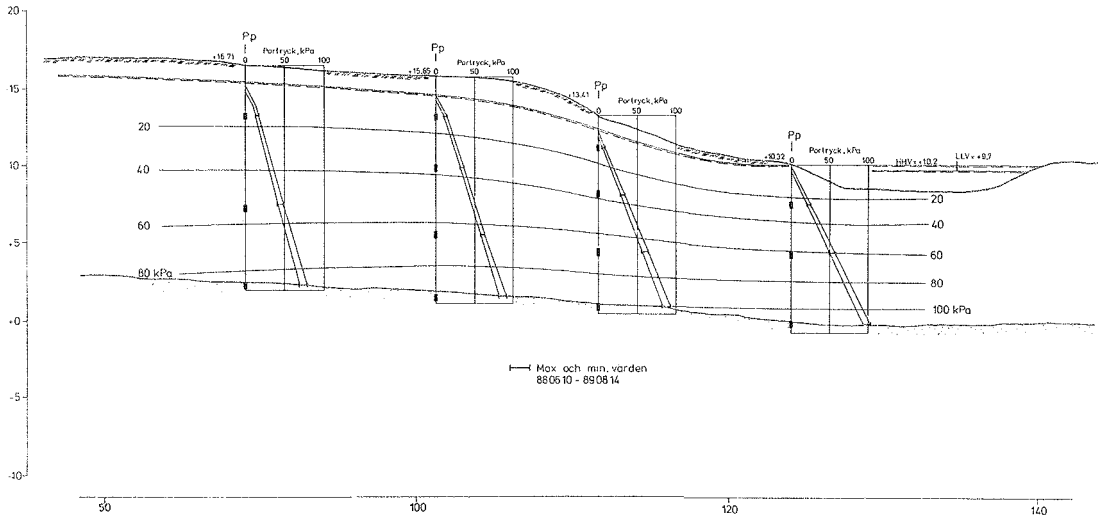


Fig. 9. Portrycksmätningar och prognostiserade extremvärden.

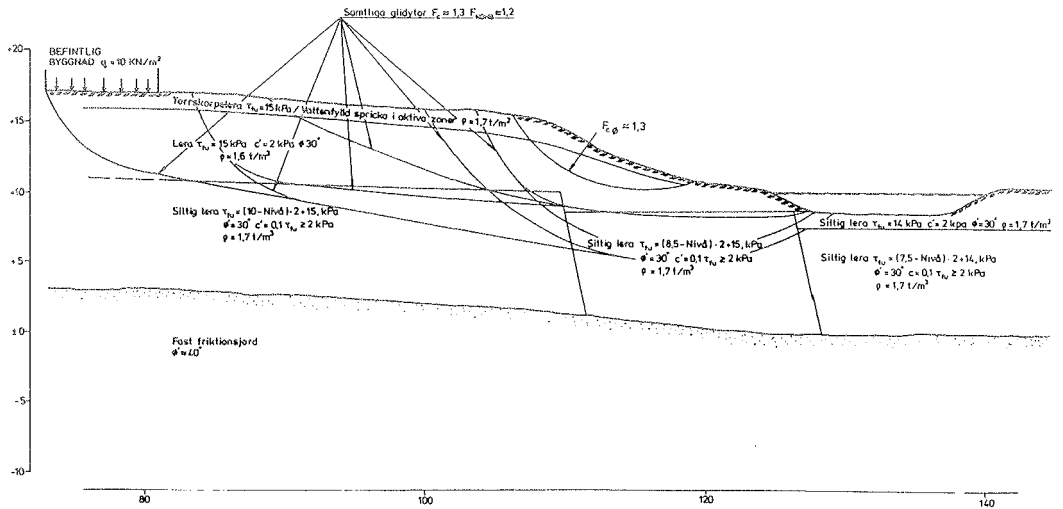


Fig. 10. Exempel på redovisning av beräkningssektion med använd jordlagerindelning, densitet och laster samt beräknade farligaste glidytor.

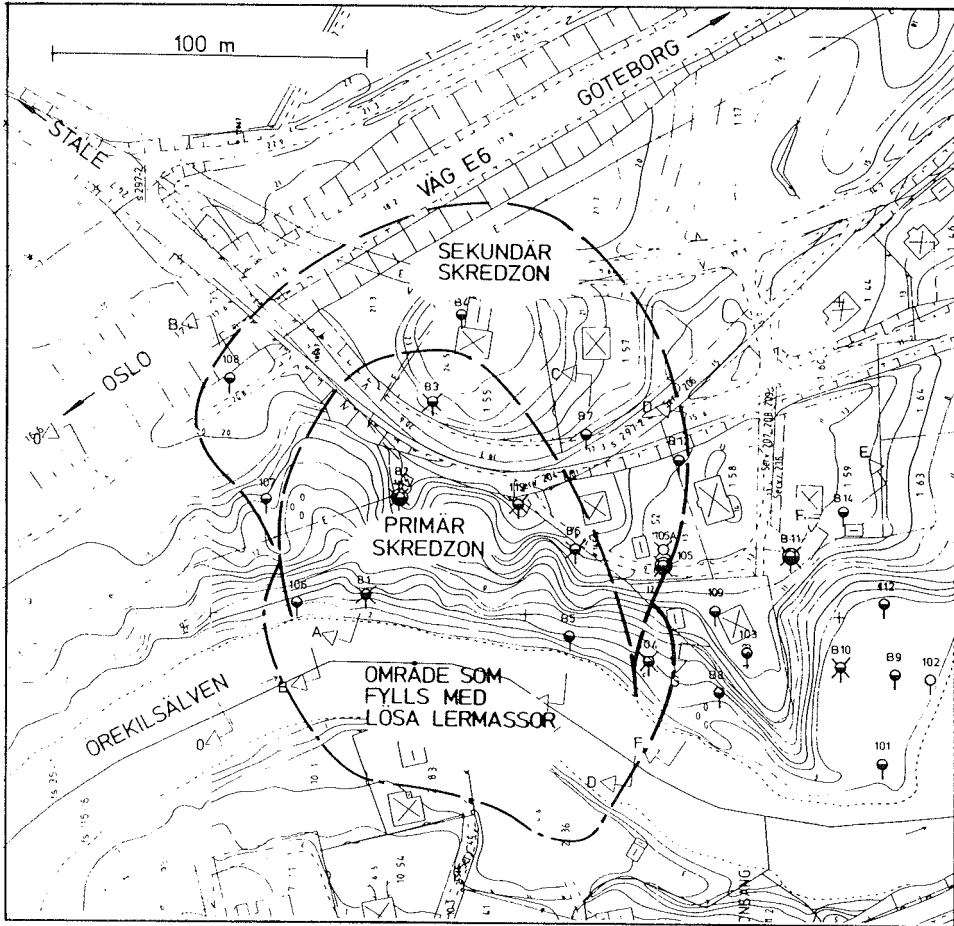


Fig. 11. Exempel på resultat av konsekvensanalys av ett initialskred i ett område med förutsättningar för skred.

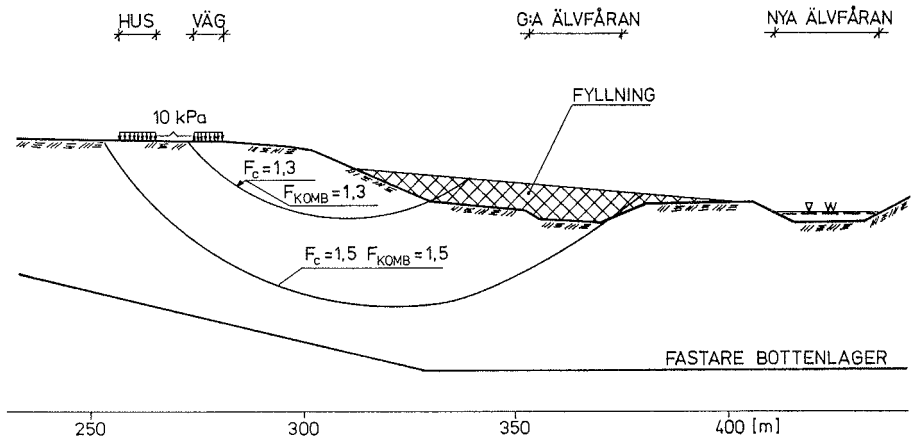
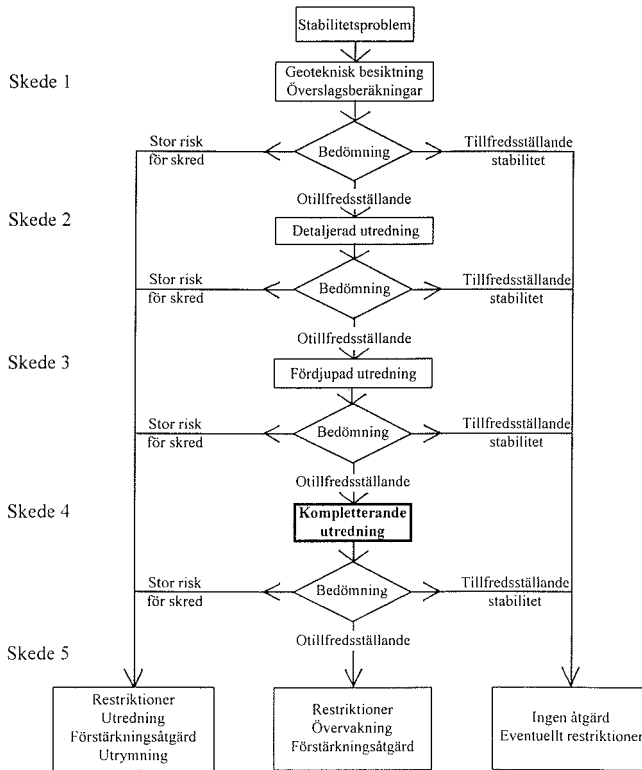


Fig. 12. Exempel på redovisning av förstärkningsåtgärder (i detta fall tryckbank och flyttning av älvfåra) samt beräknade farligaste glidytor efter förstärkning.

## 4.4 Kompletterande utredning



Om stabiliteten efter den fördjupade utredningen fortfarande bedöms som otillfredsställande och förstärkningsåtgärder är aktuella utförs vid behov kompletterande undersökningar vars syfte är

- att klarlägga inverkan av hållfasthetsanisotropi. I de fall empiriska samband antyder att anisotropieffekter kan spela en väsentlig roll för bedömningen av släntens stabilitet och eventuella förstärkningsåtgärder utförs triaxialförsök på ostörda jordprover.

- att bilda underlag för dimensionering och kostnadsberäkning av eventuella förstärkningsåtgärder samt konsekvenserna av dessa för omgivande mark och bebyggelse, t.ex. eventuella sättningar som följd av dränering och sänkning av grundvattenytan.

För dimensionering av eventuella erosionsskydd erfordras, förutom kännedom om jordarter, även kännedom om strömningshastigheten i vattendraget. Denna kan för större vattendrag erhållas från SMHI. I andra fall kan man genom sektioneringar och beräkningar uppskatta vattenhastigheten. Direkta mätningar kan också göras.

# 5. Bedömning av hållfasthets-egenskaper

---

## 5.1 Allmänt

Jords hållfasthet indelas traditionellt i odränerad och dränerad skjuvhållfasthet, där brotthållfastheten  $\tau_f$  kan skrivas  $\tau_f = \tau_{fu}$  (eller  $c_u$ ) respektive  $\tau_{fd} = c' + \sigma' \tan \phi'$ .

Likaså indelas jord traditionellt i mycket finkornig jord, kohesionsjord, där skjuvhållfastheten antas kunna uttryckas som en kohesion som är oberoende av rådande effektivspänningar ( $\tau_f = \tau_{fu}$ ), och i grovkornigare jord, friktionsjord, där hållfastheten är direkt proportionell mot effektivspänningen och kan uttryckas med en friktionsvinkel ( $\tau_f = \sigma' \tan \phi'$ ). I övergångszonen mellan dessa jordar, mellanjord, antas hållfastheten bestå av såväl kohesion som friktion.

Detta är mycket grova förenklingar som endast kan användas i vissa specialfall.

Hållfastheten i all typ av jord kan uttryckas som  $\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$ . I **finkornig jord** medför en belastningsändring en momentan portrycksförändring som sedan långsamt utjämnas med tiden. Den odränerade skjuvhållfastheten är i detta fall resultatet av de effektiva hållfasthetsparametrarna  $c'$  och  $\phi'$  och den effektiva spänningssituation som uppstår på grund av den pålagda belastningen och de portryck som utvecklas under odränerade förhållanden. I **normalkonsoliderad finkornig jord** resulterar ökande spänningar i ett momentant ökande portryck. Ett eventuellt brott sker då under helt eller delvis odränerade förhållanden eftersom dränering och portrycksutjämning i detta fall medför en hållfasthetsökning, Figur 13 a.

I **överkonsoliderad finkornig jord och vid avlastning av normalkonsoliderad jord** kan momentana porundertryck uppstå, vilka också utjämnas med tiden. I detta fall blir den dränerade hållfasthe-

ten, då alla porundertryck utjämnats, lägre än den odränerade hållfastheten och relevant för beräkning av stabiliteten för ett långtidsfall, Figur 13 b. Detta beaktas traditionellt för slänter i starkt överkonsoliderad jord och för permanenta schakter.

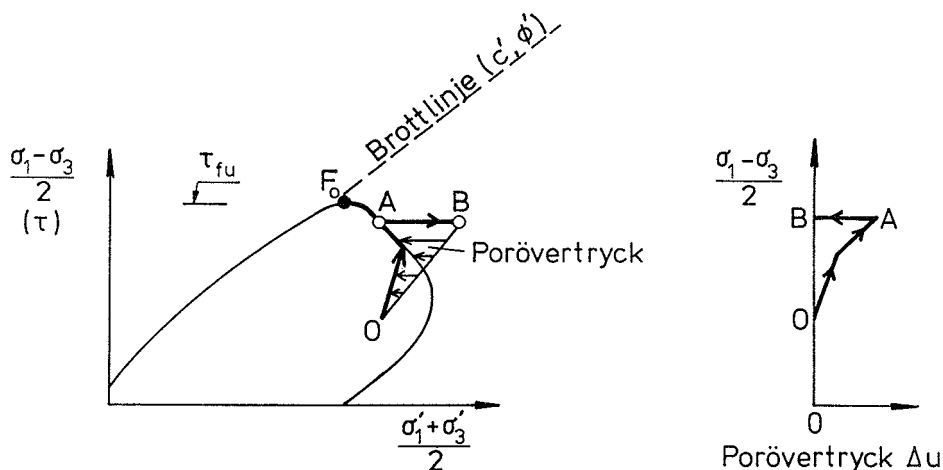


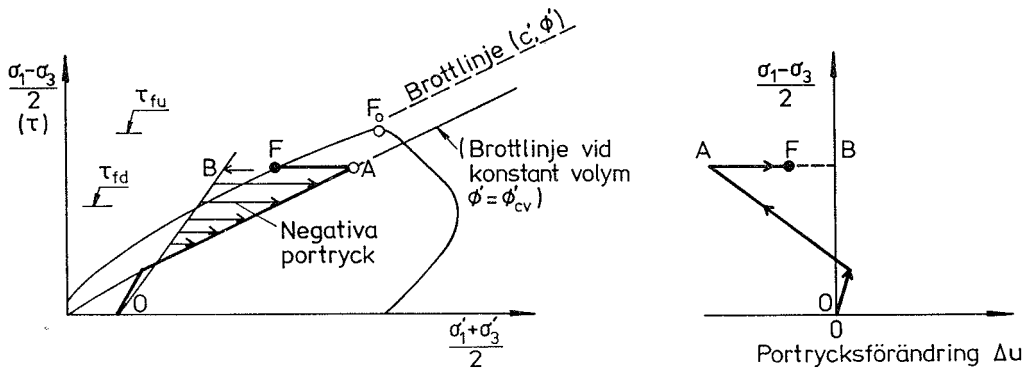
Fig. 13. Spänningsvägar vid odränerad pålastning och efterföljande portrycksutjämnning

a) *normalkonsoliderad eller svagt överkonsoliderad finkornig jord*

- $O$  = *in situ spänning*
- $O - F_0$  = *odränerad spänningsväg till brott*
- $O - A$  = *odränerad spänningsväg som ej leder till brott*
- $A - B$  = *spänningsväg under portrycksutjämnning med ökande hållfasthet och säkerhetsfaktor*
- $O - B$  = *fiktiv spänningsväg under dränerad pålastning*

Spänningsvägen under odränerade förhållanden styrs i princip av att portrycket till en början utvecklas så att medeleffektivspänningen i jorden förblir konstant. Då den effektiva vertikalspänningen når förkonsolideringsstrycket ändras portrycksutvecklingen så att förkonsolideringsstrycket inte överskrids. Spänningsvägen A-B markerar den dränerade konsolideringsfasen då jorden komprimeras och förkonsolideringsstryck och hållfasthet ökar.





b) starkt överkonsoliderad finkornig jord (alternativt jord fastare än kritisk lagring)

- $O$  = *in situ* spänning  
 $O - A$  = odränerad spänningsväg  
 $A - B$  = spänningsväg vid portrycksutjämnning med minskande hållfasthet och säkerhetsfaktor. Brott inträffar vid skärningspunkten  $F$  mellan linjen  $A-B$  och brottninjen  
 $F$  = brottpunkt  
 $O - B$  = fiktiv spänningsväg under dränerad pålastning. I detta fall skulle brott ha inträffat vid skärningspunkten mellan linjen  $O-B$  och brottninjen.

Spänningsvägen styrs i detta fall i princip av att portrycket initieellt utvecklas så att medeleffektivspänningen förblir konstant. Då spänningsvägen når brottninjen vid konstant volym, tenderar jorden att dilatera och portrycken sjunker. Spänningsvägen följer sedan brottninjen upp till en spänningsnivå som är så hög att alla dilatansändelser upphör varvid brott inträffar.

Framställningen ovan är schematisk och den verkliga portrycksutvecklingen varierar något med typ av jord.

Den relevanta skjuvhållfastheten i finkornig jord är således beroende av dels jordens överkonsolideringsgrad, dels vilket tidsperspektiv som avses. Den lägsta hållfasthetens variation med överkonsolideringsgraden visas schematiskt i Figur 14 och relevant hållfasthet i vissa typfall visas i Figur 15.

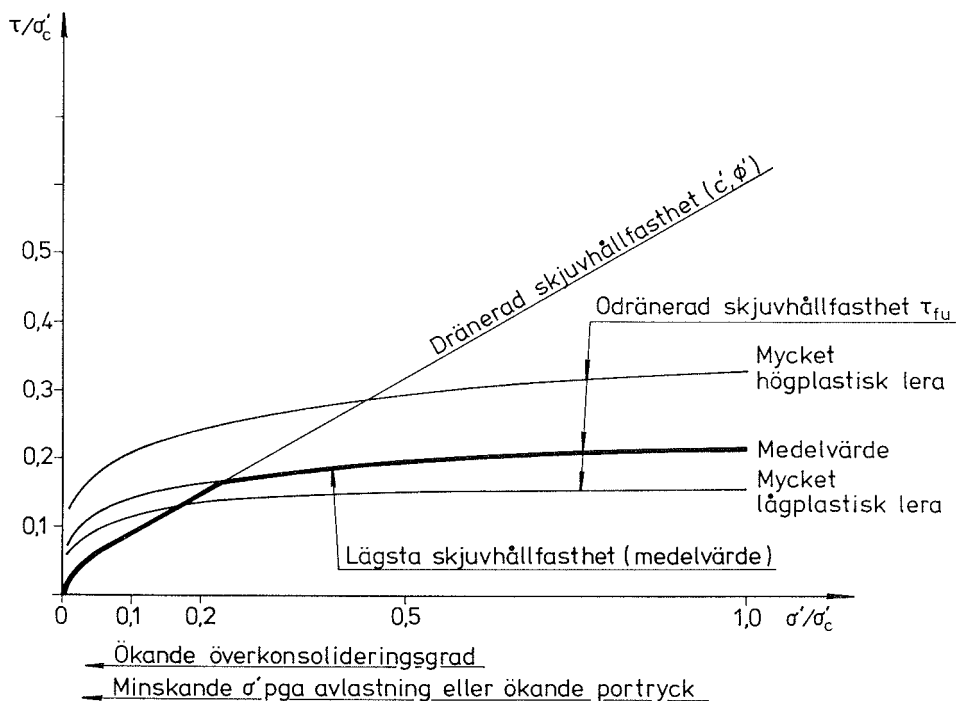


Fig. 14. Schematisk variation av lägsta skjuvhållfasthet med överkonsolideringsgrad vid direkt skjuvning [9].

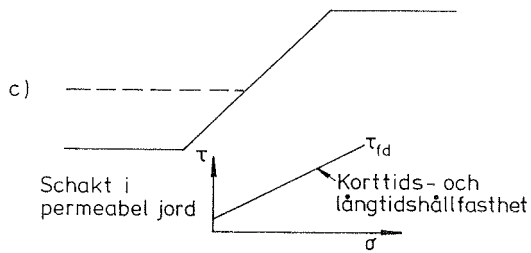
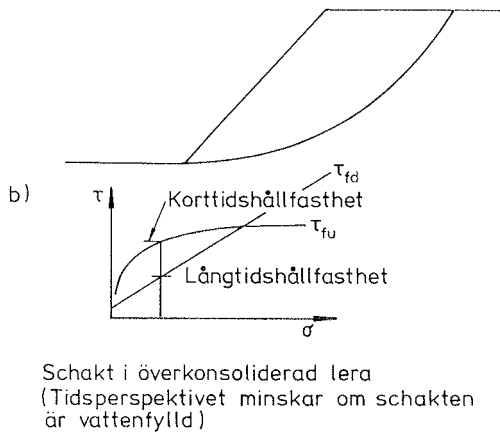
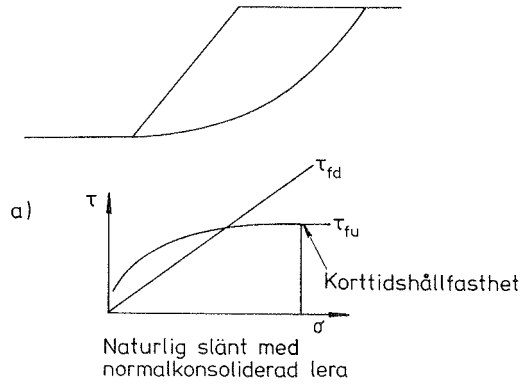


Fig. 15. Schematiska exempel på relevant skjuvhållfasthet för olika typslänter i olika jordar.

Motsvarande tryckförändringar sker också i friktionsjord och mellanjord men tidsaspekterna blir annorlunda på grund av materialens högre permeabilitet. I **friktionsjord** förekommer till följd av den höga permeabiliteten egentligen inte någon odränerad hållfasthet och därför beaktas normalt endast den dränerade hållfastheten (utom vid mycket hastiga dynamiska förlopp). I **mellanjord** är det vanligt att både dränerad och odränerad hållfasthet beaktas i separata beräkningar.

På grund av de stora skillnaderna i permeabilitet mellan de olika jordarna är det uppenbart att olika dräneringsgrader ofta uppkommer i en jordprofil med lager av kohesionsjord, mellanjord och friktionsjord. En form av **kombinerad analys** med dränerad hållfasthet i friktionsmaterialen, odränerad hållfasthet i den finkorniga jorden och partiellt dränerad hållfasthet i mellanjordslager är således ofta relevant.

Vad som kanske inte är lika uppenbart vid en ytlig betraktelse är de olika dräneringsgrader och belastningsfall som kan uppstå i olika lerlager i olika partier av en slänt. Ytliga lager med låga spänningsnivåer är ofta starkt överkonsoliderade och förlorar delar av sin hållfasthet då de t.ex. vid riklig nederbörd kan suga upp vatten. I torrskorpor och närmast därunder underlättas detta av sprickor och rotkanaler. Vid botten av vattendrag, där jorden på grund av erosion normalt är starkt överkonsoliderad, är dränerad hållfasthet också ofta lägst och därmed dimensionerande. För de delar av en glidyta som går genom normalkonsoliderad eller svagt överkonsoliderad lera är dock den odränerade skjuvhållfastheten dimensionerande, d.v.s. lägre än den dränerade.

Betraktas ett fall där t.ex. hållfastheten i de övre lagren i aktivzonen i en hårt ansträngd slänt nedsätts på grund av stark nederbörd, så medför detta att spänningarna måste omfördelas och belastningen på släntens nedre delar ökar. Detta resulterar i ökande porvattentryck i de normalkonsoliderade delarna och eventuellt i ett reducerat porvattentryck vid den potentiella glidytagens yttersta del i passivzonen, där jorden ofta är starkt överkonsoliderad. Den tid som erfordras för att suga upp vatten och utjämna eventuella porvattenundertryck och därmed reducera hållfastheten i överkonsoliderade partier är oftast i storleken en hundradel av vad som erfordras för

motsvarande portrycksutjämning och hållfasthetsökning i normal-konsoliderad jord. En noggrann analys skulle kräva en beräkning av vattenströmning, svällning och konsolidering men detta låter sig normalt inte göras praktiskt. Ett antagande av att full portrycksutjämning kan ske i överkonsoliderade partier samtidigt som ingen konsolidering hinner ske i partier med normalkonsoliderad lera är oftast helt tillfyllest och är samtidigt något (om än mycket litet) på säkra sidan.

Det farligaste fallet ur hållfasthetssynpunkt med avseende på dränering är att dränering och full portrycksutjämning hinner ske i alla de partier, lager och skikt där de dränerade parametrarna då ger den lägsta hållfastheten samtidigt som ett helt odränerat tillstånd råder i de delar av jorden där den odränerade hållfastheten är lägst. Detta gäller i princip alla jordarter vid momentan belastning och där lasten sedan får verka under tillräckligt lång tid. En bedömning av relevansen för detta fall får sedan göras med hänsyn till typ av belastning och jordart.

För friktionsjord är dränerad hållfasthet relevant utom vid extremt snabba belastningsförlopp (typ jordbävning eller sprängning). För lera fordras å andra sidan en relativt lång tid och varaktighet i belastningssituationen för att dränering skall hinna ske och att dränerad hållfasthet skall bli aktuell. Mycket kortvariga belastningsfall\*) blir här helt odränerade. Motsvarande bedömning får ske för alla jordlager och partier med hänsyn till belastningens varaktighet, jordens permeabilitet, dräneringsvägar och tillgång till fritt vatten så att en kombination av farligaste och samtidigt för fallet relevanta hållfasthetsegenskaper väljs, Figur 16 och 17.

---

\*) Med mycket kortvariga belastningsfall i homogen lera avses normalt belastningar med en varaktighet av upp till någon vecka. Förutsättningen är dock att dräneringsvägarna är långa och att inga vattenförande skikt förekommer. Eventuella sprickor och siltskikt kan reducera tidsperspektivet till några minuter.

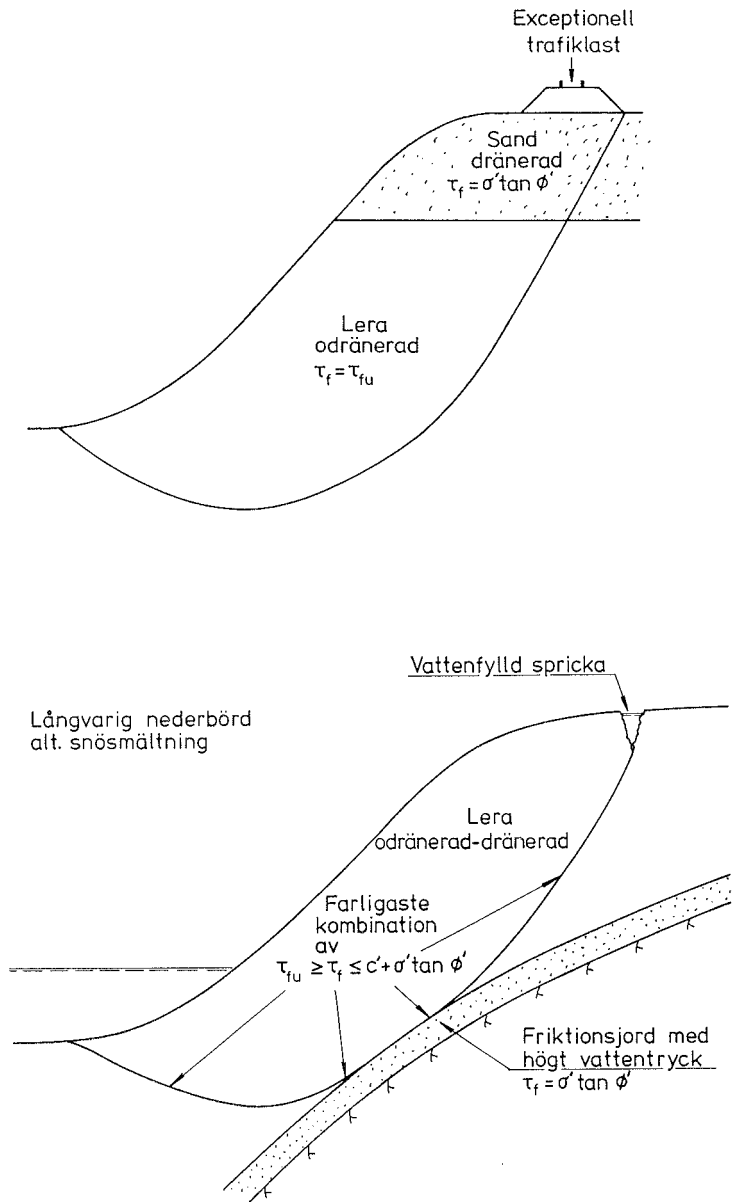


Fig. 16. Exempel på relevant hållfasthet i jord vid olika belastningsfall. (I den övre figuren kan dock en kombination av endast permanent last och delvis dränerad hållfasthet visa sig vara farligare.)

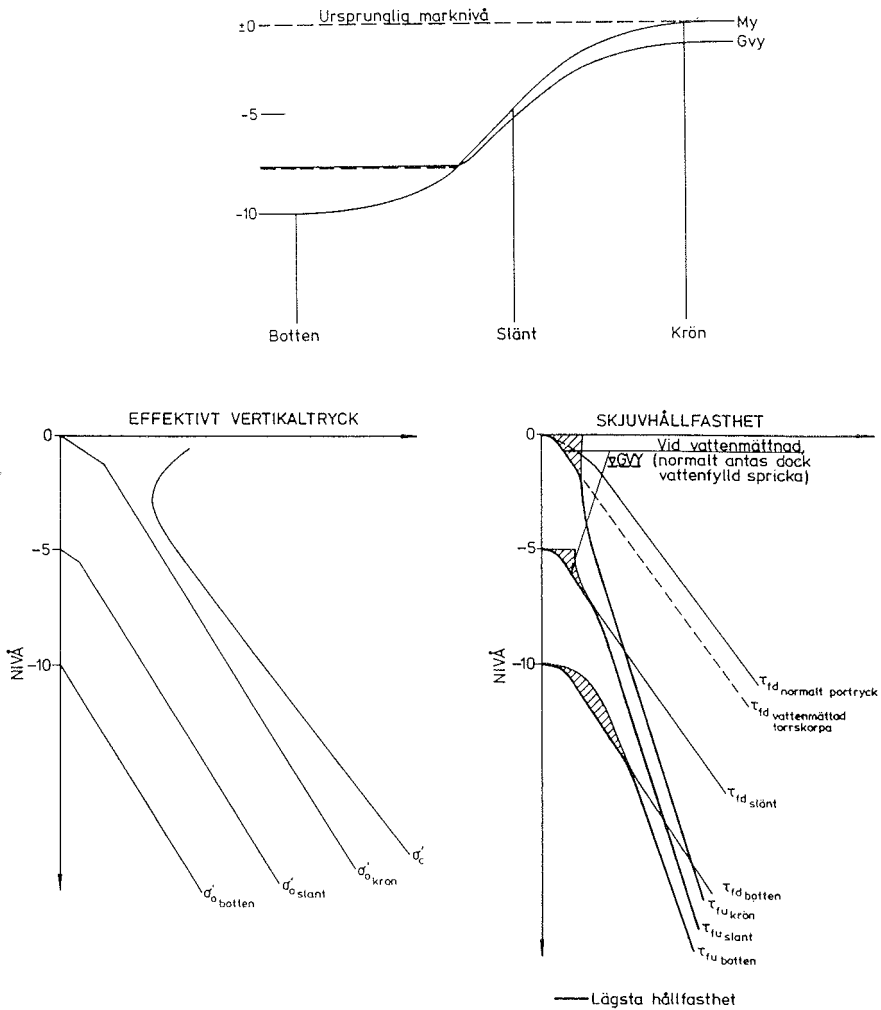


Fig. 17. Schematisk variation av spänningar och skjuvhållfasthet i en lerslänt där jorden ursprungligen konsoliderat för en horisontell marknivå och där ett vattendrag sedan eroderat sig ned.

I detta fall är den odränerade skjuvhållfastheten lägst med undantag för torrskorpan och närmast därunder samt en begränsad zon under vattendragets botten. Större avlastningar samt förekomst av permeabla skikt med artesiska vattentryck medför större zoner där den dränerade hållfastheten kan bli lägst. Förhållandet mellan zonerna kan förändras med belastningsfallet. På grund av den låga spänningsnivån i en aktivzon och de höga spänningarna i en passivzon blir zonerna där dränerad skjuvhållfasthet är lägst ofta större i släntens övre del och mindre vid släntfoten än vad den schematiska framställningen i figuren antyder.

## 5.2 Kohesionsjord

### 5.2.1 Odränerad skjuvhållfasthet

#### 5.2.1.1 Provningsmetoder

De odränerade hållfasthetsegenskaperna i finkornig jord bedöms främst ur resultaten från vingförsök, CPT-sondering och dilatometerförsök i fält samt fallkonförsök och direkta skjuvförsök i laboratoriet.

Resultaten från **vingförsök och fallkonförsök** korrigeras enligt

$$\tau_{fu} = \mu \tau_v$$

alternativt

$$\tau_{fu} = \mu \tau_k$$

där	$\tau_{fu}$	=	odränerad skjuvhållfasthet
	$\mu$	=	korrektionsfaktor
	$\tau_v$	=	hållfasthetsvärde bestämt med vingförsök
	$\tau_k$	=	hållfasthetsvärde bestämt med fallkonförsök

Korrektionsfaktorn  $\mu$  bestäms med ledning av flytgränsen som

$$\mu = \left( \frac{0,43}{w_L} \right)^{0,45} \geq 0,5$$

eller tas ur Figur 18. [10],[11],[12]

Högre korrektionsfaktorer än 1,2 bör ej användas utan stöd av kompletterande undersökningar.

Varje hållfasthetsvärde bör korrigeras med den korrektionsfaktor som motsvarar tillhörande flytgräns. För korrigerings av vingförsöksvärden erfordras således bestämning av flytgränsvärdet i närliggande undersökningspunkt.



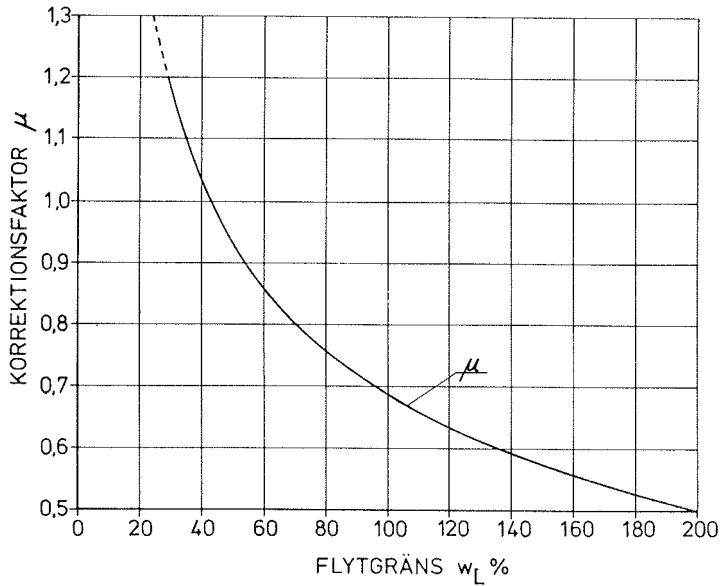


Fig. 18. Korrektionsfaktor för hållfasthetsvärden bestämda med ving- och fallkonförsök.

**Fallkonförsök** ingår i rutinundersökningen av ostörda kolvborrprov i kohesionsjord.

**Direkta skjuvförsök** för bedömning av den odränerade skjuvhållfastheten i samband med släntstabilitet utförs på prover som konsoliderats för in-situ spänningarna. I överkonsoliderad jord kan det bli aktuellt att först konsolidera provet för spänningar nära förkonsolideringstrycket ( $0,85$  à  $0,9 \sigma'_c$ ) och sedan avlasta provet till in-situ spänningen. Under detta förfarande får förkonsolideringstrycket absolut inte tangeras eller överskridas. Efter en förnyad anpassningsperiod, där provet tillåts svälla efter avlastningen, utförs sedan skjuvförsöket.

Skjuvningen utförs långsamt med stängda dräneringsvägar och låst provhöjd. Skjuvningshastigheten skall vara cirka  $0,6$  % av provhöjden per timme vilket medför att hela skjuvningen till  $0,15$  radianers vinkeländring sker under ett dygn. Alternativt används stegvis påförande av skjuvspänningen, vilket i så fall också skall ske enligt anvisningarna i svensk standard, [13].

Provningsen för släntstabilitetsanalys skiljer sig från vanliga rutiner för direkta skjuvförsök på så vis att ett försök (eventuellt kompletterat med ett parallellförsök) bör utföras vid in-situ spänningarna på flera nivåer hellre än det ofta använda rutinförfarandet att utföra flera försök med olika konsolideringsspänningar på enstaka nivåer.

**CPT-sonderingar** i lös och medelfast kohesionsjord bör utföras enligt sonderingsklass CPT3 [14]. Den odränerade skjuvhållfastheten kan utvärderas ur

$$\tau_{fu} = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{13,4 + 6,65w_L}$$

där

$q_T$	=	totalt spetstryck
$\sigma_{v0}$	=	totalt överlagringstryck
$w_L$	=	flytgräns

En noggrannare utvärdering fordrar således parallell provtagning och bestämning av flytgränsen [15]. Vid sondering enligt klass CPT2 måste onoggrannheten i mätutrustningen beaktas. I mycket lös lera gäller detta även sonderingar enligt klass CPT3.

**Dilatometerförsök** i kohesionsjord bör utföras med en dilatometer som uppfyller höga krav på form, egg och ytjämnhet och vars membran är relativt tunt och har låga kalibreringsvärden (egen-spänningar). Den odränerade skjuvhållfastheten kan utvärderas ur

$$\tau_{fu} = \frac{p_l - (K_0 \sigma'_{v0} + u_0)}{F}$$

där

$p_l$	=	avläst expansionstryck
$K_0$	=	jordtryckskoefficient (erhålls ur försöket)
$\sigma'_{v0}$	=	effektivt överlagringstryck (kan uppskattas ur försöksresultaten)
$u_0$	=	porvattentryck in-situ
$F$	=	10,3 för lera och 9 för organisk jord [16]

Som komplement till dilatometerförsöket fordras främst en uppmätning av portrycksprofilen i jorden i motsvarande undersökningspunkt.

### 5.2.1.2 Empiriska relationer för odränerad skjuvhållfasthet

Vid bedömning av de korrigerade hållfasthetsvärdena kan man söka stöd från andra observationer och empiriska relationer [10].

Den odränerade skjuvhållfastheten är en funktion av främst förkonsolideringstryck och flytgräns. Anisotropieffekter gör att dessa relationer också beror av aktuellt belastningsfall. Man skiljer normalt på fallen aktiv skjuvning, direkt skjuvning och passiv skjuvning, vilka i laboratoriet simuleras med aktiva triaxialförsök, direkta skjuvförsök respektive passiva triaxialförsök, Figur 19.

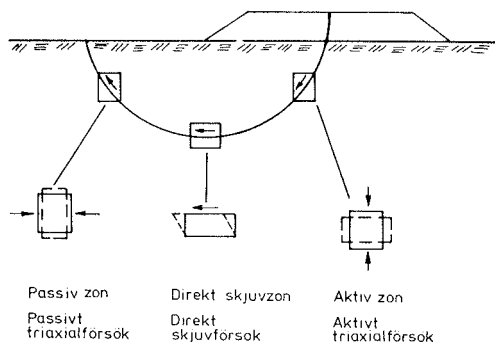


Fig. 19. Huvudtyper av belastningsfall och relevans för laborieförsök för olika belastningsfall.

Sammanställningar av försöksresultat från skandinaviska leror har visat hur den odränerade skjuvhållfastheten normalt varierar med olika belastningsfall. I lera varierar kvoten  $\tau_{fu}/\sigma'_c$  med flytgränsen och i organisk lera och organisk jord med den organiska halten, Figur 20.

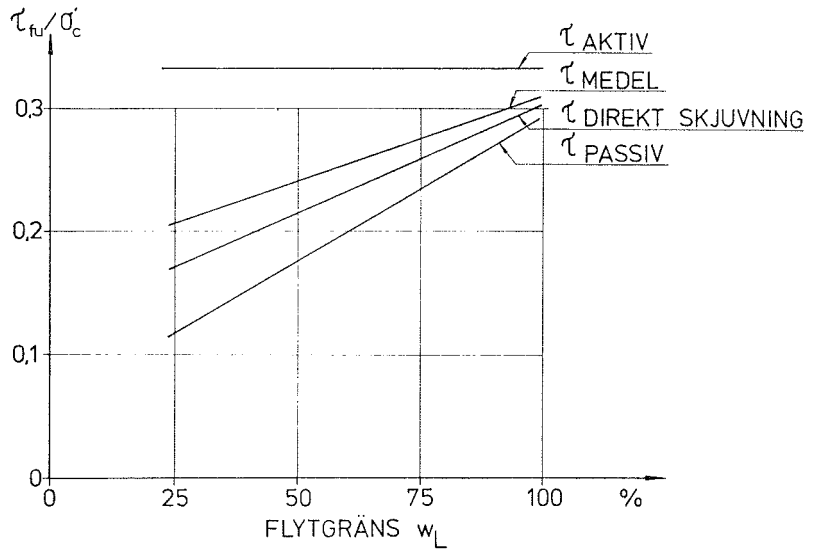
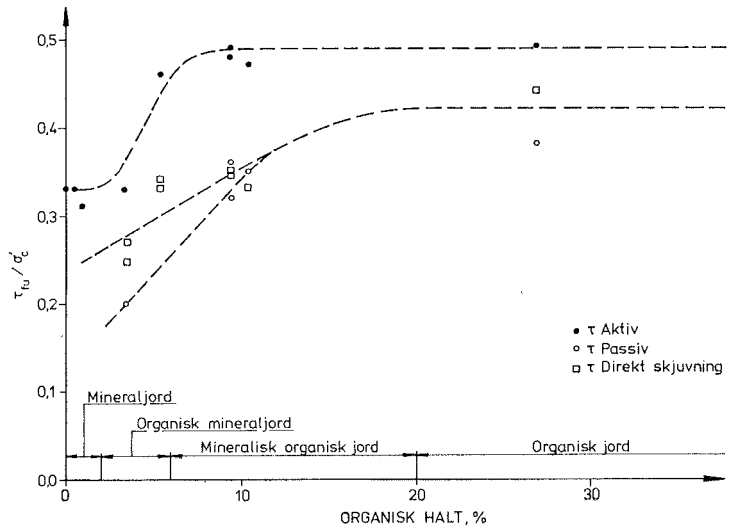


Fig. 20. Empiriska relationer mellan odränerad skjuvhållfasthet och förkonsolideringstryck för normalkonsoliderad och svagt överkonsoliderad jord med avseende på a) flytgräns för oorganiska leror [10]



b) organisk halt för organisk jord [17]

De angivna värdena gäller främst normalkonsoliderade och svagt överkonsoliderade jordar. För överkonsoliderad jord kan följande approximativa uttryck användas

$$\left(\frac{\tau_{fu}}{\sigma'_c}\right)_{OC} \approx \left(\frac{\tau_{fu}}{\sigma'_c}\right)_{NC} OCR^{-0,25}$$

där  $OC$  och  $NC$  betecknar överkonsoliderad respektive normalkonsoliderad,  $OCR$  är överkonsolideringsgraden ( $\sigma'_c/\sigma'_{vo}$ ) och där  $(\tau_{fu}/\sigma'_c)_{NC}$  kan hämtas ur Figur 20, [18].

Den hållfasthet som direkt kan jämföras med resultaten från korrigerade vingförsök och fallkonförsök, CPT-sondering och dilatometerförsök samt direkta skjuvförsök är skjuvhållfastheten vid **direkt skjuvning i en horisontell glidyta eller skjuvzon**.

För bedömning av den empiriska skjuvhållfastheten behövs en uppskattning av förkonsolideringstrycken i jorden. En sådan uppskattning kan erhållas genom att utföra ett antal ödometerförsök och koppla de utvärderade förkonsolideringstrycken till områdets geologiska historia. Vid erosionsslänter motsvarar förkonsolideringstrycket i naturlig mark ofta överlagringstrycket från ett någorlunda horisontellt sedimentationsplan med en grundvattenyta några meter härunder (beroende på jordlagerföljd) och eventuellt en viss överkonsolidering härför. Jämfört med marken innanför släntkrönet är förkonsolideringstrycken som regel något lägre under vattendragen och slänterna men avspeglar i stort det tidigare sedimentplanet.

För svagt sluttande lerterräng, där lutningen beror på avsättningsförhållanden och konsolidering, motsvarar förkonsolideringen normalt det effektiva överlagringstrycket med en viss överkonsolidering härför.

Överkonsolideringsgraden är normalt högre närmast markytan (torrskorpeeffekter) och ofta också något högre i närheten av dränerande skikt. Språngvisa förändringar i överkonsolideringsgrad är relativt vanliga på grund av varierande förhållanden vid jordens bildning och tiden därefter.

I bebyggda områden kan förkonsolideringstrycken (och skjuvhållfastheterna) variera starkt inom mycket begränsade områden beroende på nuvarande och tidigare exploatering.

Ytterligare stöd för förkonsolideringens storlek kan erhållas ur resultaten från vingförsök och fallkonförsök genom användande av Hansbo's formel [19]

$$\sigma'_c \approx \tau_v(\text{alt. } \tau_k) / 0,45w_L$$

samt förkonsolideringstryck och överkonsolideringsgrader utvärderade ur CPT- och dilatometerresultat. *Detta måste dock ske med urskiljning så att inte utvärderingen av empiriska skjuvhållfastheter och jämförelser med övriga metoder blir ett cirkelbevis.*

En uppfattning om förkonsolideringstryck och överkonsolideringsgrad behövs, förutom för uppskattning av empirisk skjuvhållfasthet, också för bedömning av relevansen för olika typer av hållfasthet i beräkningarna samt för att kunna utföra kompletterande direkta skjuvförsök och eventuella triaxialförsök på rätt sätt.

### 5.2.1.3 Bedömning av hållfasthetsvärden

De olika hållfasthetsbestämningarna i en sektion (och eventuellt närliggande sektioner) sammanställs mot nivå eller djup under markytan. Det första förfarandet används vid erosionsslänter där markytan ursprungligen varit i det närmaste plan och det andra i svagt sluttande terräng där lutningen främst beror på avsättningsförhållanden och konsolidering av lerlager med varierande tjocklek. De första sammanställningarna görs som regel innan några direkta skjuvförsök utförts och omfattar då befintliga CPT-sonderingar, vingförsök, fallkonförsök och eventuella dilatometerförsök. De olika resultaten viktas sedan med hänsyn till metodens tillförlitlighet i olika jordlagerföljder och det erfarenhetsunderlag som finns för dess utvärdering.

**CPT-sondering** har förutsättningar att vara en rationell metod som ger en kontinuerlig jord- och hållfasthetsprofil. Här för krävs att SGF:s rekommenderade standard med noggrann kalibrering och korrekt hantering och genomförande följs [14]. Eventuella skikt

med avvikande egenskaper kan upptäckas även om de är tunna (centimetertjocka). Skjuvhållfastheten utvärderas ur spetstrycket, vilket influeras av en relativt stor jordvolym och störningseffekterna vid övergångar från fastare till lösare lager i skiktad jord kan vara stora. Erfarenhetsunderlaget för utvärdering av odränerad skjuvhållfasthet är ännu begränsat och hållfasthetsvärdena bör inte användas utan kompletterande undersökningar om de inte är så höga att det klart framgår att inga stabilitetsproblem föreligger.

**Vingförsök och fallkonförsök** är mer beprövade metoder men har också sina begränsningar. Vid provtagning medför en lagerföljd med ett fastare lager ovanpå ett lösare att proverna i det lösare lagrets överdel ofta blir störda. Detta problem uppstår nästan alltid vid underkanten av torrskorpan men kan avhjälpas genom förborring av denna. Varierande fastheter på större djup är svårare att komma tillrätta med, vilket ofta avspeglas i resultaten från fallkonförsöken. Provtagning medför en avlastning och spänningsomlagring i proverna som också påverkar resultaten från fallkonförsök. Erfarenhetsmässigt blir därför hållfasthetsvärden från prover tagna på större djup än 10 à 15 meter ofta för låga [10].

Störningseffekter vid övergång från fastare till lösare lager uppstår också vid vingförsök. Används vinge med skyddskåpa, typ SGI, begränsas störningen till första försöksnivån under det fastare lagret. Vid mycket skiktad/varvig jord kan dock kontinuerlig störning uppstå. Vid användning av vinge utan skyddskåpa är störningsrisken större då lera från ett överliggande fastare lager kan fastna på vingen och hela den underliggande lösare lerprofilen kan bli störd. I och i närheten av permeabla lager med höga vattentryck kan problem uppstå med vattengenombrott, vilket särskilt för SGI-utrustningen fordrar speciell uppmärksamhet på att fettkamrarna är fyllda och tätningarna fungerar.

Förekomst av täta siltskikt och andra inlagringar kan i vissa fall ge för höga hållfasthetsvärden. I andra fall med t.ex. löst lagrade siltskikt kan hållfasthetsvärdena bli för låga. Val av korrektionsfaktorer i skiktad och varvig jord kan medföra osäkerheter och spridningen i korrektionsfaktor i främst mycket lågplastisk lera och starkt sulfidhaltig lera (svartmocka) är stor.

Vingförsök är den hittills mest använda metoden för bestämning av odränerad skjuvhållfasthet som ofta också används som referensmetod för övriga fältmetoder. På grund av de ovan nämnda osäkerheterna bör vingförsök dock inte utgöra det enda beslutsunderlaget i de fall förstärkning eller andra åtgärder är aktuella.

**Dilatometerförsök** ger inte en helt kontinuerlig jord- och hållfasthetsprofil utan tunna skikt kan missas. Störningens inverkan på resultaten förefaller vara mindre än för CPT-sondering men motsvarande begränsning i erfarenhetsunderlaget finns.

**Direkta skjuvförsök** bör utföras som komplement till övriga undersökningar i de fall och på de nivåer som spridning i resultaten skapar osäkerhet, i de fall osäkerhet råder om relevanta korrektionsfaktorer för de använda metoderna (t.ex. i skiktad lera, i mycket siltig och lågplastisk jord och i svartmocka) samt då lagerföljder och skiktning medför att in-situ provningen försvåras och störningen blir ovanligt stor. Detta försvårar ofta även en ostörd provtagning, men detta kan i hög grad avhjälpas med det ovan angivna provningsförfarandet. I ovannämnda jordar får därför rätt utförda direkta skjuvförsök normalt anses vara den säkraste hållfasthetsbestämningen.

Vid sammanställning av resultat mot nivå vid erosionsslänter får också beaktas att hållfastheten på motsvarande nivå normalt är något lägre under slänten än under släntkrönet. Vidare är hållfastheten i ytligare lager under vattendrag vid släntfoten ofta starkt nedsatt. Dessa skillnader i hållfasthet blir mer påtagliga vid stora erosionsdjup och accentueras ytterligare om lerdjupet till ett underliggande lager av friktionsjord eller sprucket berg med artesiskt vattentryck är ringa.

Efter att ha sammanställt de första hållfasthetsvärdena med eventuella empiriska relationer för hållfastheten görs en bedömning om beräkningsunderlaget är tillräckligt eller om kompletterande provningar skall utföras. Denna provning upprepas sedan allteftersom kompletterande material erhålls tills man bedömer att erforderligt underlag finns.



## EXEMPEL

Hållfastheten i en punkt med 22 m lera ovanpå friktionsjord skall bedömas. Överst består leran av cirka 2 m kraftig torrskorpa och den har därunder ett markant inslag av skal och andra grövre partiklar. I de understa fyra metrarna finns tunna siltskikt vars frekvens och tjocklek ökar med djupet.

I närliggande borrhöjningar har olika sonderingar och en kolv-provtagning utförts. Vingförsök har utförts i två punkter. Endast de ytligaste delarna av torrskorpan har förborrats och de uppmätta värdena på hållfastheten visar en betydlig spridning och variation med djupet. Konförsöken på de "ostörda" proverna visar också en stor variation med djupet. I lerlagrets övre hälft är värdena i samma storlek som de från vingförsöken, men på större djup visar de betydligt lägre värden, Figur 21 a.

Av resultaten från ödometerförsök och vad som är känt om området geologi kan man sluta sig till att jorden tidigare varit överlagrad av ett cirka 5 m tjockt sandlager som senare eroderat bort. Den empiriska hållfasthetsbild som då erhålls stämmer i princip med vad som erhålls ur vingförsöken om dessa jämnas ut. Direkt under torrskorpan och närmast fasta botten samt på ytterligare någon nivå i profilen erhålls dock något högre värden. I dessa intervall har kompletterande direkta skjuvförsök utförts, vilka bekräftar de empiriska hållfasthetsvärdena och i de översta och understa delarna av lerprofilen ger ytterligare något högre värden. En kontroll av resultaten från rutinförsöken ger att ingenting i flytgränser, vattenkvoter eller sensitiviteter antyder att någon kemisk påverkan skulle ha skett på leran.

I närliggande punkter finns också dilatometerförsök och CPT-sondering. Dilatometerförsök utförs i jord som redan har störts vid neddrivningen och störningseffekten får därigenom en tendens att jämnas ut. Dessutom erhålls (normalt) ett mätvärde på varje 0,2 m djup och eventuella spikar i hållfastheten som inte kan associeras till något skikt kan lätt sällas bort. Hållfasthetsprofilen från dilatometerförsök blir därmed normalt jämnare och störningseffekterna blir lägre.

Vid CPT-sondering erhålls också täta mätvärden. I detta fall medelvärdesbildas mätvärdena som regel inom djupintervall om t.ex. 0,2 m innan hållfastheten utvärderas. Effekten av olika störningar vid neddrivningen på grund av inbäddade objekt och skiftande egenskaper i jordprofilen är dock större och verkar över ett större djupintervall än för dilatometerförsöken.

Såväl dilatometerförsöket som CPT-sonderingen stöder den hållfasthetsbild som erhålls ur empiri, direkta skjuvförsök och huvuddelen av vingförsöken, Figur 21 b. Hållfastheten kan därmed antas vara i stort sett lika med den empiriskt utvärderade med mindre avvikelser närmast torrskorpa och fasta botten och osäkerheten i detta antagande är relativt liten, Figur 21 c.

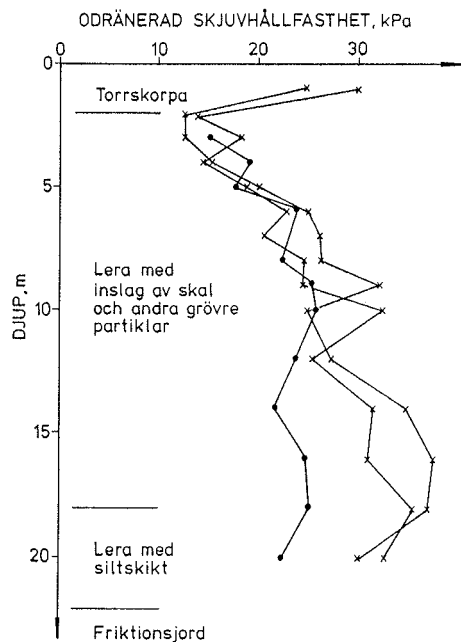
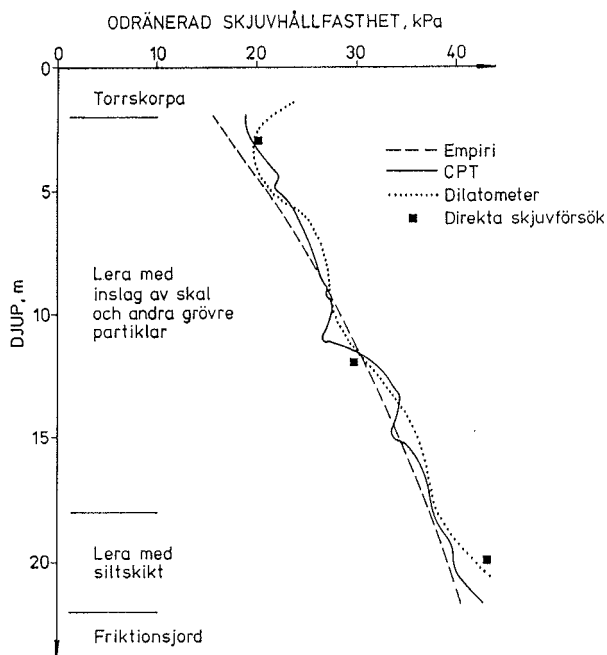
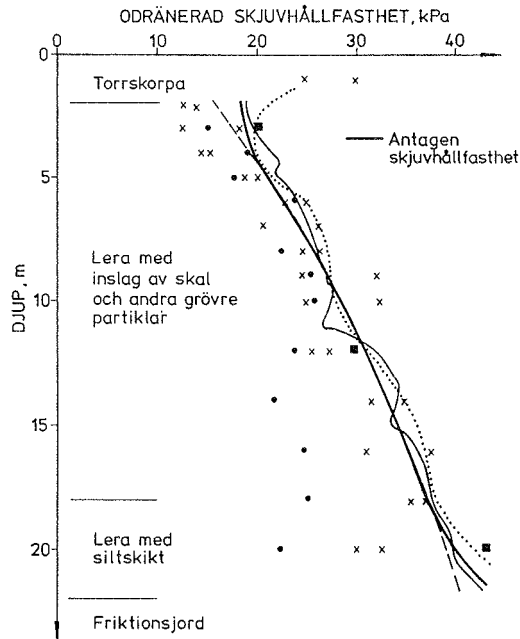


Fig. 21. Exempel på bedömning av odränerad skjuvhållfasthet  
a) resultat av ving- och fallkonförsök.



b) komplettering med empiriskt utvärderad hållfasthet, resultat från direkta skjuvförsök, dilatometerförsök och CPT-sondering



c) *bedömd odränerad skjuvhållfasthet*

### 5.2.1.4 Beaktande av anisotropi

Anisotropieffekter kan spela en relativt stor roll för stabiliteten i branta slänter där aktivzonen är mycket större än passivzonen, Figur 22.

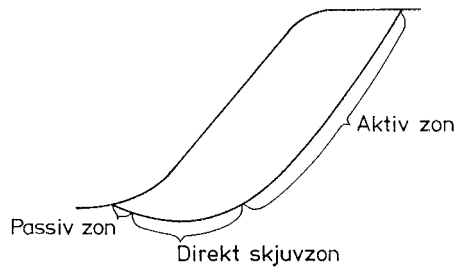


Fig. 22. *Utbredning av olika skjuvzoner i branta slänter.*

Beaktande av anisotropi höjer alltid den beräknade säkerhetsfaktorn i slänter med kohesionsjord. Effekten blir större ju brantare slänten är och ju lägre flytgränserna är. För flacka slänter i högplastisk lera, samt i de fall endast de undre delarna av glidytorna går i kohesionsjord och aktiv- och passivzonerna för detta material därmed blir ungefär lika stora, blir anisotropieffekterna måttliga med avseende på den beräknade säkerhetsfaktorn.

En approximativ uppskattning av anisotropa odränerade hållfasthetsegenskaper i kohesionsjord kan, som visats i Figur 20, göras med ledning av jordart och flytgräns alternativt organisk halt. Ur dessa parametrar kan också ett  $K_{0(NC)}$ -värde uppskattas som anger relationen mellan förkonsolideringstrycken i olika riktningar vid konsolidering under plan markyta.

$K_{0(NC)}$  för oorganisk lera kan uppskattas som  $K_{0(NC)} \approx 0,31 + 0,71(w_L - 0,2)$  och för organisk jord som  $K_{0(NC)} \approx 0,6$  [20],[17].

De vanliga hållfasthetsprovningarna med korrigerade ving- och fallkonförsök, CPT-sondering och dilatometerförsök utvärderade enligt SGI och direkta skjuvförsök ger alla en uppskattning av medelskjuvhållfastheten för glidytor som har ungefär lika stora aktiv- och passivzoner. Denna hållfasthet kan också approximativt uttryckas som den ekvivalenta hållfastheten i ett horisontellt skjuvplan.

Efter att ha sammanvägt dessa provningar till en relevant odränerad skjuvhållfasthet, som således främst gäller för ett horisontellt skjuvplan, kan hållfastheten för lera då brott uppstår i andra skjuvplan med lutningen  $\alpha$  mot horisontalplanet uppskattas som <sup>\*)</sup>

$$\frac{\tau_{\alpha}}{\tau_{hor}} \approx \frac{K_{0(NC)} + (1 - K_{0(NC)}) \sin^2(\alpha + 30^{\circ})}{0,25 + 0,75 K_{0(NC)}}$$

*\*) Omräkningen bygger dels på empiriska observationer, dels på en teoretisk betraktelse som förutsätter att leran har en normal inre friktionsvinkel av  $30^{\circ}$  och att brott utbildas i plan som har en lutning mot största huvudspänningsriktningen av  $(45^{\circ} - \phi/2)$ . [20].*

$\alpha$  räknas som positivt i aktivzonen och negativt i passivzonen, Figur 23.

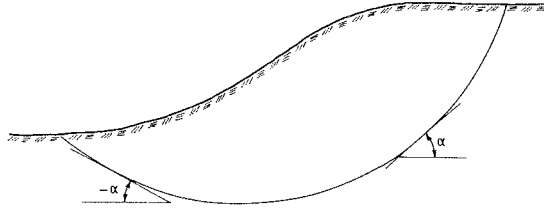


Fig. 23. Skjuvytans lutning  $\alpha$ .

Den odränerade skjuvhållfastheten i olika skjuvplan kan också uppskattas ur Figur 24 eller Tabell 5:1.

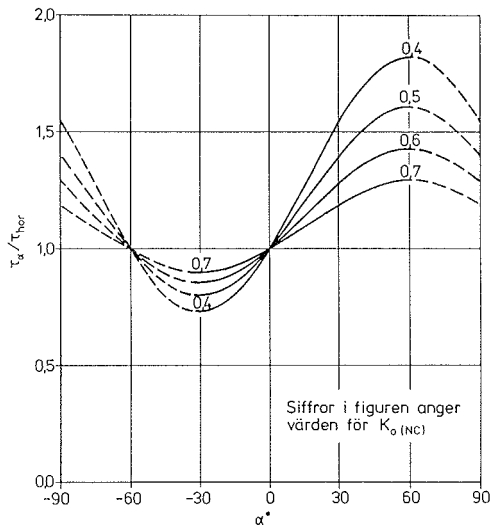


Fig. 24. Uppskattning av odränerad skjuvhållfasthet i olika skjuvplan med ledning av  $K_{0(NC)}$

Tabell 5:1 Uppskattning av odränerad skjuvhållfasthet i olika skjuvplan med ledning av  $K_{0(NC)}$

$\alpha^\circ$	$\tau_\alpha / \tau_{hor}$
-30	$K_{0(NC)} / (0,25 + 0,75 K_{0(NC)})$
-20	$(0,03 + 0,97 K_{0(NC)}) / (0,25 + 0,75 K_{0(NC)})$
-10	$(0,12 + 0,88 K_{0(NC)}) / (0,25 + 0,75 K_{0(NC)})$
0	1
10	$(0,41 + 0,59 K_{0(NC)}) / (0,25 + 0,75 K_{0(NC)})$
20	$(0,59 + 0,41 K_{0(NC)}) / (0,25 + 0,75 K_{0(NC)})$
30	$(0,75 + 0,25 K_{0(NC)}) / (0,25 + 0,75 K_{0(NC)})$
40	$(0,88 + 0,12 K_{0(NC)}) / (0,25 + 0,75 K_{0(NC)})$
50	$(0,97 + 0,03 K_{0(NC)}) / (0,25 + 0,75 K_{0(NC)})$
60	$1 / (0,25 + 0,75 K_{0(NC)})$

En motsvarande omräkning för organisk lera och gyttja kan göras enligt Figur 20b. I gyttjig lera kan anisotropieffekterna vara större än för högplastisk lera men i organisk jord är anisotropieffekterna som regel relativt små.

All konsolidering i slänter har som regel inte skett under de förhållanden som gäller för plan markyta. Detta kan medföra anisotropieffekter som ytterligare ökar den stabiliserande inverkan. Dessa kan dock inte uppskattas schablonmässigt.

Den approximativa uppskattningen av anisotropieffekterna enligt ovan kan användas för en preliminär uppskattning av hur stora dessa kan vara. I de fall bedömningen av släntens stabilitet blir avhängig av dessa effekter och då eventuella stabiliseringsåtgärder dimensioneras med hänsyn härtill, skall de empiriskt bedömda anisotropieffekterna verifieras genom **triaxialförsök** på ostörda prover som rekonsoliderats till in-situ spänningarna. Proverna kan eventuellt också först konsolideras för temporärt högre spänningar för att återskapa förkonsolideringseffekter som förlorats vid provtagningen. Det senare måste i så fall ske med mycket stor varsamhet så att inga egenskaper skapas som inte kan påräknas in-situ. Detta sker i de fall de tidigare effektiva förkonsoliderings-spänningarna i någon belastningsriktning överskrids och jorden hinner konsolidera för dessa högre spänningar. Också konsolidering för spänningar mycket nära förkonsolideringstrycken kan resultera i förhöjda hållfasthetsegenskaper på grund av konsolidering i form av krypdeformationer. Försöken skall utföras med de speciella utrustningar och den provningsteknik som utvecklats för lösa och medelfasta kohesionsjordar [21], [22].

Deformationshastigheten vid odränerade försök på kohesionsjord skall vara 0,6 %/timme. Beroende på problemställningen kan både aktiva och passiva försök behöva utföras.

Odränerade skjuvhållfastheter i gyttja utvärderade ur triaxialförsök som utförts med ovanstående deformationshastighet reduceras med en faktor av 0,9 på grund av krypeffekter [17].

## 5.2.2 Dränerad skjuvhållfasthet

De dränerade hållfasthetsegenskaperna i kohesionsjord kan uppskattas empiriskt med ledning av förkonsolideringstryck eller alternativt odränerad skjuvhållfasthet

$$\tau_{fd} = c' + \sigma' \tan \phi'$$

där  $\phi'$  för den typ av kohesionsjord som normalt förekommer i Sverige sätts till  $30^\circ$  och  $c' \approx 0,03\sigma'_c$  alternativt  $c' \approx 0,10\tau_{fu}$ , [10].

Vid beräkning av stabilitet i överkonsoliderad jord, där den dränerade hållfastheten är helt eller till övervägande delen lägst och relevant för belastningsfallet och där säkerhetsfaktorn är så låg att stabiliseringsåtgärder övervägs, bör de empiriska värdena kompletteras med provning genom direkta skjuvförsök och/eller triaxialförsök. Dessa försök utförs inom det in-situ spänningsintervall där den dränerade hållfastheten är mest relevant och av störst intresse ( $\tau_{fd} < \tau_{fu}$ ). Provningsresultat från försök utförda vid högre spänningar kan inte extrapoleras ned till detta lägre spänningsområde.

**Direkta skjuvförsök** som utförs för bedömning av den dränerade skjuvhållfastheten i samband med släntstabilitet utförs främst på överkonsoliderade prover som konsoliderats för spänningar i ett intervall runt in-situ spänningarna. Liksom vid odränerade skjuvförsök kan det bli aktuellt att först konsolidera provet för spänningar nära förkonsolideringstrycket ( $0,85$  à  $0,9\sigma'_c$ ) och sedan avlasta provet till den aktuella konsolideringsspänningen. Under detta förfarande får förkonsolideringstrycket absolut inte tangeras eller överskridas. Efter en förnyad anpassningsperiod, där provet tillåts svälla efter avlastningen, utförs sedan skjuvförsöket.

Skjuvningen utförs långsamt med öppna dräneringsvägar och tillgång till fritt vatten samt möjlighet till förändring av provhöjden under skjuvningen, dvs. så att provet kan dilatera eller kontrahera under skjuvningen. Skjuvningshastigheten skall vara cirka 0,6% av provhöjden per timme (2 mm/dygn), vilket medför att hela skjuvningen till 0,15 radianers vinkeländring sker under cirka ett dygn. Alternativt används stegvis påförande av skjuvspänningen,



vilket i så fall också skall ske enligt anvisningarna i svensk standard, [13].

Provningsen för släntstabilitetsanalys skiljer sig från vanliga rutiner för direkta skjuvförsök på så vis att försöken utförs på överkonsoliderad jord vid spänningar runt in-situ spänningarna, vilka skall vara så låga att den dränerade skjuvhållfastheten blir lägre än den odränerade skjuvhållfastheten vid motsvarande konsolideringsspänning, se Figur 14.

**Triaxialförsök** kan utföras på ostörda prover som rekonsoliderats till in-situ spänningarna på motsvarande sätt som vid odränerade försök, se avsnitt 5.2.1.4. och med användande av motsvarande utrustning. Deformationshastigheten vid dränerade försök på kohesionsjord skall vara mycket låg så att full dränering säkerställs.

Beroende på problemställningen och jordens egenskaper kan olika försökstyper utföras. Provningsen i samband med släntstabilitet avser främst jord där spänningarna är så låga att den dränerade hållfastheten blir lägre än den odränerade. Vid aktiva försök, som är den enklaste formen och mest vanliga typen av försök, ökas vertikalspänningen medan horisontalspänningen hålls konstant. Detta medför att inte bara skjuvspänningsnivån utan också normalspänningsnivån ökar under försöken. Vid försök på endast måttligt överkonsoliderade prover kommer därvid förkonsolideringsspänningarna att överskridas eller tangeras under provningen och hållfasthetsparametrarna blir därmed inte relevanta för den överkonsoliderade jorden och spänningsnivån in-situ. I denna typ av jord kan det därför bli nödvändigt att utföra mer komplicerade försök där både vertikalspänning och horisontalspänning varierar under försökets gång.

## 5.3 Friktionsjord

### 5.3.1 Bestämning av friktionsvinkel

Hållfastheten i friktionsjord skrivs som

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi'$$

där  $\sigma' = \sigma - u$

$\sigma$  = total normalspänning mot glidytan

$u$  = porvattentryck

$\phi'$  = friktionsvinkel

Hållfastheten i friktionsjord, friktionsvinkeln, kan bedömas ur resultat från CPT-sondering, eventuellt i kombination med dilatometerförsök. Friktionsvinkeln utvärderas ur förhållandet mellan spetstrycket och det effektiva överlagringstrycket. Egentligen är det främst det horisontella trycket som är styrande för sambandet och innan utvärderingen utförs bör någon form av uppskattning av jordtryckskoefficienten göras. Detta kan främst göras ur resultaten från dilatometerförsök.

En schablonmässig uppskattning av jordtryckskoefficienten kan göras enligt

- Vilojordtryckskoefficienten  $K_0 \approx 1 - \sin \phi'$  i normalkonsoliderad jord
- Jordtryckskoefficienten minskar ned mot aktivt jordtryck,  $K_A$ , i aktivzonen i branta slänter och
- Jordtryckskoefficienten ökar gradvis med överkonsolideringsgrad och i passivzoner mot det maximala värdet vid fullt utbildat passivt jordtryck  $K_P$ .

Därefter kan friktionsvinkeln utvärderas ur diagrammet i Figur 25.

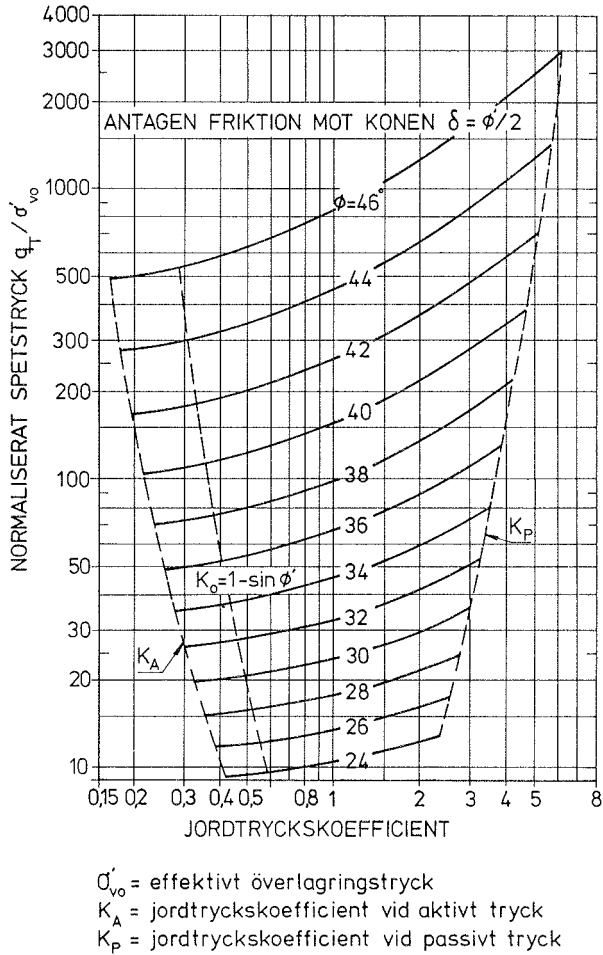


Fig. 25. Diagram för utvärdering av friktionsvinkel ur resultat från CPT-sondering, [23].

Som framgår av diagrammet är det ingen större skillnad, (maximalt  $0,5^\circ$ ), i utvärderad friktionsvinkel mellan antagande av aktivt jordtryck och vilojordtryck. För kraftigt överkonsoliderad jord och

passivt jordtryck kan friktionsvinkeln överskattas med maximalt cirka 10 % om inte de högre horisontaltrycken beaktas. Detta kan i sin tur ge ett 10-15 % för högt värde på  $\tan\phi'$  och därmed också på säkerhetsfaktorn  $F$ . Risken för överskattning av friktionsvinkeln bör speciellt observeras vid sondering vid släntfot och i packad friktionsjord.

Friktionsvinkeln är ingen konstant parameter utan varierar med spänningsnivån i jorden, [14],[24],[25]. Friktionsvinkeln  $\phi'$  kan skrivas

$$\phi' = \phi'_{cv} + \mu FI_D [(Q - \ln p') - 1]$$

där  $\phi'_{cv}$  = friktionsvinkel vid kritisk lagring

och  $\mu$  och  $Q$  = materialparametrar  
 $F$  = 3 för triaxialfallet och 5 för plant töjnings-  
tillstånd (plane strain)

$I_D$  = relativ lagringstäthet (materialparameter  
för naturligt lagrad jord)

$p'$  = medeleffektivspänning,  $(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$

Den ur CPT-sonderingen utvärderade friktionsvinkeln gäller för triaxialfallet och för en spänningsnivå som varierar mellan  $p' \approx 0,11q_T$  vid  $\phi' = 30^\circ$  till  $p' \approx 0,06q_T$  vid  $\phi' = 45^\circ$ , [26]. För **vanlig sand**, med en blandning av mineralen kvarts och fältspat, kan  $\phi'_{cv}$  antas vara omkring  $34^\circ$  och parametern  $Q \approx 10,5$ . Härur kan produkten  $\mu FI_D$  beräknas och friktionsvinkeln kan räknas om till varje annan spänningsnivå av intresse.

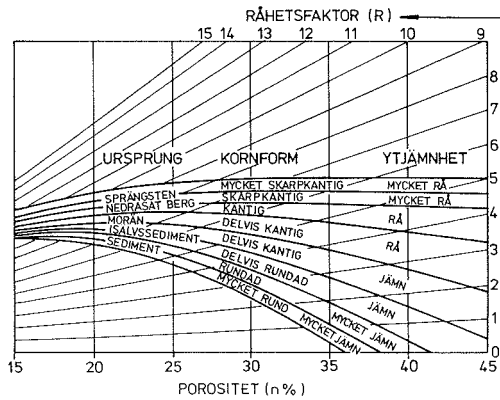
Förutsättningen för att denna utvärdering skall kunna användas är att jorden består av en någorlunda normal kvartsfältspatsand. Osäkerheten i omräkningen ökar med ökande värde på  $\phi'$  men å andra sidan ökar också säkerhetsmarginalen, då det är friktionsvinkeln vid plant töjningstillstånd snarare än friktionsvinkeln i triaxialfallet som är dimensionerande för släntstabilitet. Möjlighet finns att räkna om den utvärderade friktionsvinkeln också till det förstnämnda fallet med den angivna formeln, men med tanke på den nämnda osäkerheten kan detta inte rekommenderas för dimensionering.

CPT-sonderingens användbarhet är begränsad till kornstorlekar i huvudsak upp till och med sandfraktionen. För grövre material kan följande uttryck användas, [25], [27].

$$\phi' = R \log\left(\frac{S}{\sigma'_N}\right) + \phi'_b$$

där  $R$  = råhetsfaktor  
 $S$  = kornhållfasthet  
 $\sigma'_N$  = effektivt normaltryck  
 $\phi'_b$  = basfriktionsvinkel  $\approx \phi'_{cv}$

Råhetsfaktorn  $R$  beror på kornform, materialtyp och porositet och kan tas ur nedanstående diagram. Man skiljer grovt mellan sprängsten, naturligt nedrasat berg, morän, isälvsediment och älvsediment, Figur 26.



EXEMPEL PÅ TYPISKA KORNFÖRMER OCH YTJÄMNHET				
SPRÄNG-STEN	NEDRASAT BERG	MORÄN	ISÄLVS-SEDIMENT	SEDIMENT

Fig. 26. Diagram för råhetsfaktorn  $R$ , [27].

Kornhållfastheten  $S$  beror på bergmaterialalets enaxliga tryckhållfasthet, här betecknad  $\sigma_c$ , och medelkorndiametern (se diagram i Fig. 27). Tryckhållfastheten och basfriktionsvinkeln  $\phi'_b$  beror på det aktuella materialets mineralinnehåll, [25], [27].

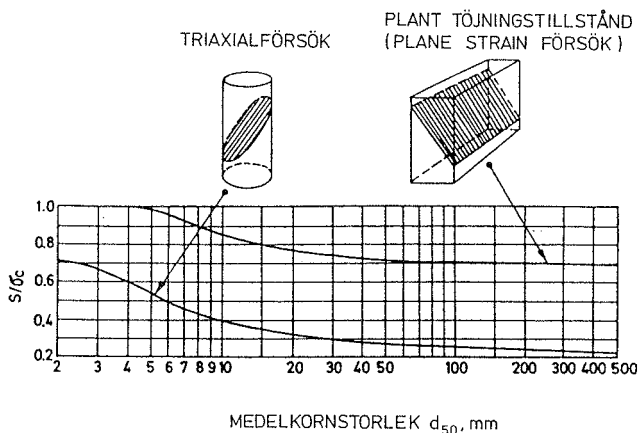


Fig. 27. Utvärdering av kornhållfastheten  $S$  ur enaxiell tryckhållfasthet ( $\sigma_c$ ) i bergmaterialalet, [27].

En grövre uppskattning av friktionsvinkeln kan göras på basis av resultat från andra sonderingsmetoder eller rena erfarenhetsvärden. Den kan göras med ledning av jordart och bedömd lagringstäthet enligt Tabell 5:2.

Tabell 5:2. Uppskattning av friktionsvinkel med ledning av jordart och bedömd lagringstäthet, [10].

Lagringstäthet	Jordart						
	Silt	Sand	Grus	Sandmorän	Grusmorän	Makadam	Sprängsten
Löst lagrad	26°	28°	30°	35°	38°	30°	40°
Fast lagrad	33°	35°	37°	42°	45°	38°	45°

I löst lagrad silt måste dock också den odränerade skjuvhållfastheten beaktas. Denna bestäms vanligen med vingförsök, vars relevans får bedömas med hänsyn till sannolikheten för störning enligt vad som tidigare beskrivits.

I de fall resultat från äldre eller grövre sonderingsmetoder finns tillgängliga kan friktionsvinkeln uppskattas ur Tabell 5:3 .

Tabell 5:3. Uppskattning av friktionsvinkel med ledning av resultat från viktsondering respektive hejarsondering, [28].

Vim	HfA <sub>netto</sub>	$\phi'$
hv/0,2m	sl/0,2m	°
0-10	0-4	29-32
10-30	2-8	32-35
20-50	6-14	35-37
40-90	10-30	37-40
>80	>25	40-42

Angivna värden gäller för sand. För silt görs avdrag med 3° och för grus görs tillägg med 2°. I siltig jord skall dessutom antalet halvvarv uppmätt vid viktsondering divideras med 1,3 före utvärdering.

Tabell 5:2 anger relativt försiktigt valda värden medan Tabell 5:3 anger typiska värden utan inbyggd säkerhet.

Hållfasthetsprovning i laboratorium på friktionsjord utförs som regel endast på sådana material som inte innefattas i de ovan nämnda metoderna och utvärderingsmetoderna (typ slagg- och avfallsprodukter, konstgjorda material eller ovanliga jordarter för vilka tidigare provnings- eller erfarenhetsvärden saknas). Speciellt för höga bankar och dammar av grus och grövre friktionsjord kan det bli aktuellt med provning av bergmaterialets exaktliga tryckhållfasthet alternativt provning av jordmaterialet i stor skala.

### 5.3.2 Bedömning vid val av friktionsvinkel

Vid val av friktionsvinklar måste samverkan med övrig jord beaktas. Vid låga spänningsnivåer kan mycket höga friktionsvinklar erhållas för fast lagrad jord. Brott inträffar då vid mycket små deformationer och jorden uppträder sedan deformationsmjuknande, d.v.s. friktionsvinkeln minskar successivt med ökande deformation. Jordlager på större djup har högre spänningsnivåer, och därmed lägre friktionsvinklar och högre brottdeformationer vid motsvarande lagringstäthet. De höga friktionsvinklarna i ytliga lager kan därför endast användas för glidytor som i sin helhet går i dessa lager och som involverar en begränsad jordvolym där deformationerna kan antas vara likartade. Vid större glidytor bör de höga friktionsvinklarna reduceras och vid djupare glidytor bör de reduceras ned mot det lägsta värdet inom den aktuella glidytan, Figur 28.

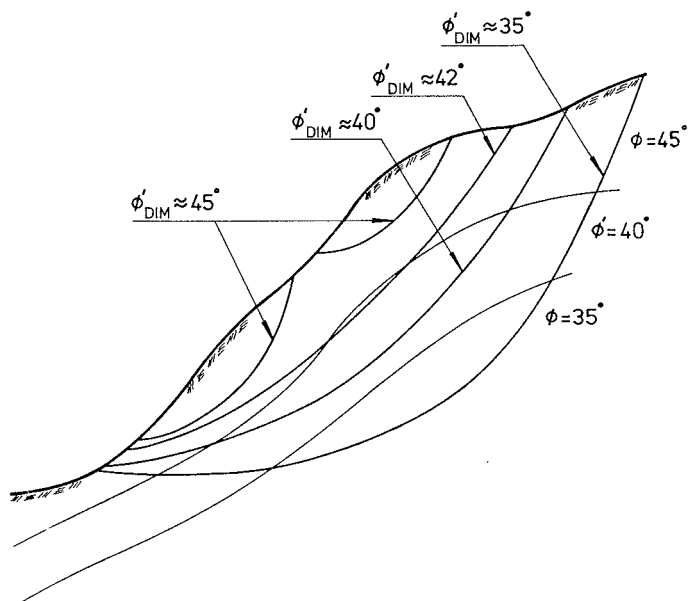


Fig. 28 Schematisk variation av friktionsvinkeln i fast lagrad friktionsjord och val av dimensionerande hållfasthet med hänsyn till samverkan i jordmassan.



I de fall friktionsjord samverkar med kompressibel kohesionsjord får det aktuella lastfallet studeras. Vid oförändrade spänningsnivåer eller en minskning i effektivspänningsnivån, (typ schaktning, erosion eller portrycksökning) kan begränsade dilatans effekter påräknas, d.v.s. friktionsvinklar som är något högre än basvinkeln vid kritisk lagring  $\phi'_{cv}$  kan användas i lager med fast lagrad friktionsjord. Medför belastningsfallet att effektivspänningarna ökar (t.ex. ytbelastning eller portryckssänkning) och stora konsolideringsdeformationer uppstår i de lösare jordlagren, kan i princip endast friktionsvinkeln vid kritisk lagring påräknas i friktionsjorden oavsett hur fast lagrad eller väl packad den är, Figur 29.

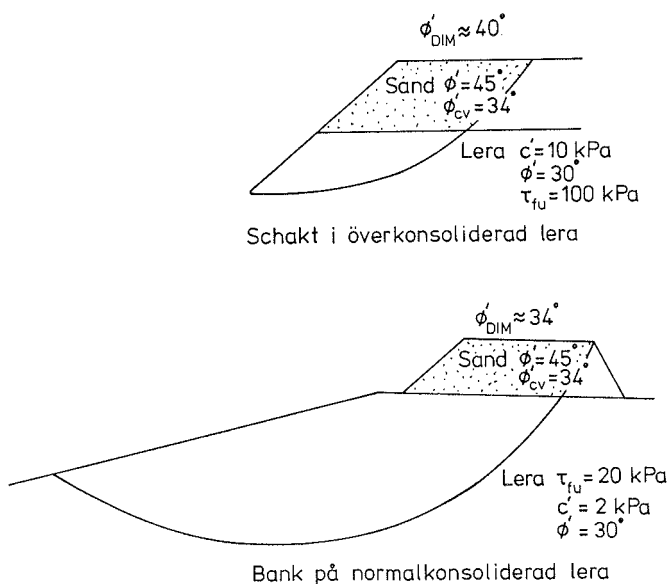


Fig. 29. Val av dimensionerande hållfasthet i mycket fast lagrad sand med hänsyn till undergrundens beskaffenhet

- a) Friktionsjord på överkonsoliderad lera
- b) Friktionsjord på normalkonsoliderad lera

I **mycket löst lagrad friktionsjord**, främst opackade fyllningar eller naturligt avsatta finkorniga friktions- och mellanjordarter, används lägre värden än basfriktionen. Detta görs på grund av de mycket stora deformationer som krävs för att mobilisera den fulla hållfastheten.

I mycket löst lagrad *vattenmättad* friktionsjord kan också i vissa fall risken för liquefaction behöva beaktas. Detta gäller främst vid mycket hastiga belastningar som jordbävning och sprängning, men kan bli aktuellt också i andra fall med hastiga och/eller snabbt pulserande belastningar samt vid bedömning av risk för skredutbredning. Risken för liquefaction är störst i ensgraderad sand/grovsilt och ökar ytterligare i de fall den flytbenägna jorden är inlagrad mellan täta skikt av finkornig jord som förhindrar portrycksutjämning. Risken för liquefaction kan bedömas med ledning av resultaten från CPT-sondering, [29], [30], [31].

Speciellt i **branta slänter med mellanjord** är jordens hållfasthet beroende av det undertryck som skapats i det kapillärt uppsugna vattnet, vilket medför ökande effektivspänningar. Effekterna av de negativa trycken är olika i den vattenmättade kapillära zonen, där de verkar fullt ut och i den omättade zonen där de endast delvis påverkar hållfastheten [32, 33]. Hållfastheten kan beräknas som

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi' \quad (\sigma' \leq \sigma, u \geq 0)$$

$$\tau_f = (\sigma - S_r u) \tan \phi'$$

där det första uttrycket gäller under den fria grundvattenytan ( $u > 0$ ) och det andra i den helt eller delvis kapillärt vattenmättade zonen ovanför ( $u < 0$ ).

I de fall vattenmättnadsgraden ej har bestämts, kan följande ekvation användas som en enkel approximation av hållfastheten ovanför grundvattenytan

$$\tau_f = \left( \sigma + \frac{\sigma' - \sigma}{2} \right) \tan \phi' \quad (\sigma' > \sigma, u < 0)$$

# 6. Portrycksnivåer och vattenståndsvariationer

---

## 6.1 Allmänt

Portrycksprofilen kan bestämmas genom observationer av den fria grundvattenytan i öppna hål, vattenståndsrör, brunnar m.m. samt uppmätning av vattentryck med portrycksmätare. Dessa installeras i en sådan omfattning att portryckens variation med djupet i olika delar av slänten kan studeras. Dessutom bör portrycken observeras i skikt, som kan förmodas vara vattenförande och eventuellt stå i förbindelse med andra vattenmagasin, samt vid övergången till fasta botten. Observationer skall också göras av vattenståndet i närliggande vattendrag.

I tidiga undersökningsskeden utförs portrycksmätningarna ofta i begränsad omfattning. I lerprofiler placeras som minimikrav en mätare i underliggande friktionsjord samt i eventuella dränerande skikt. Saknas friktionslager i botten, eller om denna ligger mycket djupt, placeras en mätare djupt ner i leran. Det är viktigt att portrycksfördelningen medtas i överslagsberäkningar också i kohesionsjord. Visar dessa beräkningar att odränerad skjuvhållfasthet är dimensionerande behövs inga fler mätningar, men om dränerad hållfasthet är helt eller delvis dimensionerande behöver mätningarna utökas.

I silt- och sandprofiler placeras några mätare för bestämning av grundvattenytans nivå och en uppskattning görs av kapillär stighöjd och negativa portryck. Visar de efterföljande överslagsberäkningarna att säkerhetsfaktorn är låg utökas mätningarna så att en klar bild av portrycksfördelningen i släntens olika delar erhålls.

I vissa fall kan det vara nödvändigt att observationerna pågår under tillräckligt lång tid för att naturliga variationer skall kunna observeras och att man med hjälp av data från närliggande referensrör i grundvattennätet skall kunna prognostisera extremvärdena. Mätningarna skall då utföras under minst tre månader men bör helst utföras under ett års tid så att hela årscykeln för

portrycksvariationerna erhålls. En säkrare prognos kan då göras av dimensionerande portryck vid stabilitetsbedömningen.

Inverkan av vattenståndet i vattendrag på portrycken i slänten och eventuell förbindelse med vattenförande lager och skikt skall studeras. Portrycken i tunnare skikt inbäddade i tjockare lager av kohesionsjord skall mätas i sådan omfattning att det framgår om de skall betraktas som vattenförande, vilka eventuella andra vattenförande skikt eller vattenytor de står i förbindelse med samt hur trycket i skiktet varierar säsongsvist.

En preliminär bedömning av dimensionerande portryck behövs som regel i ett tidigare skede och får då göras på basis av korttidsmätningar.

Dimensionerande vattenståndsnivåer i vattendrag för stabilitetsberäkning bestäms med stöd av statistiska uppgifter om vattenståndsnivån samt bedömning av nuvarande förhållanden och framtida förändringar. Acceptabel risknivå bedöms med hänsyn till sannolikheten för att denna nivå skall kunna inträffa. Varaktigheten för olika vattenstånd påverkar val av tillhörande portrycksprofil och vilka hållfasthetsparametrar som kan anses relevanta.

Vid stabilitetsberäkning av slänter i kontakt med reglerade vattendrag och sjöar skall normalt lägsta dämningssgräns användas som lägsta vattenståndsnivå.

För de reglerade sjöarna och vattendragen erhålls extremvärdena för vattenytorna ur vattendomarna. Uppgifter om vattenståndsnivåer och vattenföringar kan också i en del fall erhållas från SMHI, kraftverksföretag, Vägverket eller kommuner. Saknas uppgifter får en lokal utredning göras. Eventuella risker för ännu extremare värden, typ dammkatastrofer och översvämningar, skall också beaktas. I en del vattendrag och kanaler utförs avsiktliga torrläggningar t.ex. för rensning eller underhållsarbeten. I dessa fall skall lägsta vattenståndsnivån sättas lika med bottennivån i vattendraget och dessutom skall varaktigheten av torrläggningen beaktas så att en bedömning av relevanta hållfasthetsparametrar för det aktuella fallet kan göras (och eventuella restriktioner för torrläggningsperioder införs).

Om torrläggning kan inträffa endast genom en katastrof skall beräkningar utföras både för normal lägsta vattenståndsnivå och för det torrlagda förhållandet men kraven på erforderlig säkerhet blir då olika.

I de fall snabba förändringar i vattenståndet förekommer (normalt eller vid tänkbara extremfall) skall inverkan av kvarstående portryck, s.k. rapid draw-down effekter, beaktas också i relativt permeabel jord.

Sannolikheten för att låga vattenstånd och höga portryck skall kunna inträffa samtidigt bedöms bl.a. med hjälp av observationerna av i vad mån vattenståndet i vattendraget påverkar portrycken i olika lager och skikt i slänten.

Vid stabilitetsberäkningar för slänter med kohesionsjord är normalt lägsta lågvattenstånd dimensionerande. Vid slänter i överkonsoliderad lera, mellan- och friktionsjord eller mer varierad jordlagerföljd blir en farligaste kombination av vattenstånd i vattendraget och portryck i slänten dimensionerande.

## 6.2 Portrycksmätning

Portrycksmätning utförs normalt med öppna system i vattenförande skikt (friktionsjord) och slutna system i lågpermeabla jordar (mellan- och kohesionsjord). I de fall de vattenförande egenskaperna i tunnare skikt är osäkra används slutna system. Dessa används också i de fall portrycksmätningen avser kontroll och övervakning och en mycket snabb registrering av eventuella portrycksförändringar krävs.

I de fall mätningarna avser studier av relativt långsamma förlopp, som portryckens årstidsvariationer, kan vissa typer av öppna system användas också för mätningar i lera.

Portrycksmätningarna utförs i en sådan omfattning att en god bild erhålls av tryckfördelningen i alla delar av slänten och i alla i slänten förekommande grundvattenmagasin. se Figur 30.

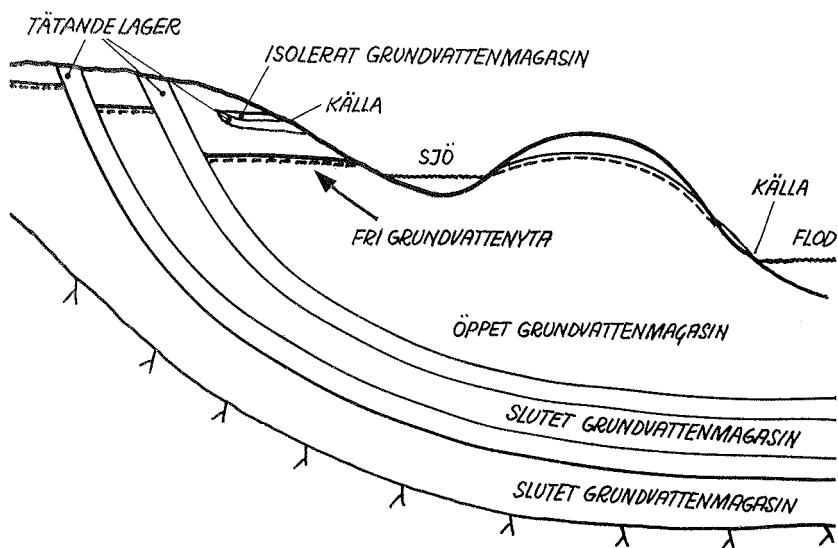


Fig. 30. Olika typer av grundvattenmagasin [34].

Portryckssituationen i slänter är ofta komplex beroende på att jorden inte är homogen utan permeabiliteten skiftar med djupet och i olika lager. Hydrostatiska vattentryck är undantag snarare än regel och att uppskatta portrycken ur beräknade strömlinjenät är ofta svårt på grund av de varierande permeabilitetsegenskaperna. Förenklade antaganden och beräkningar kan således aldrig ersätta direkta mätningar. Exempel på inverkan av olika lagerföljder på portrycksfördelningen i en slänt visas i Figur 31.

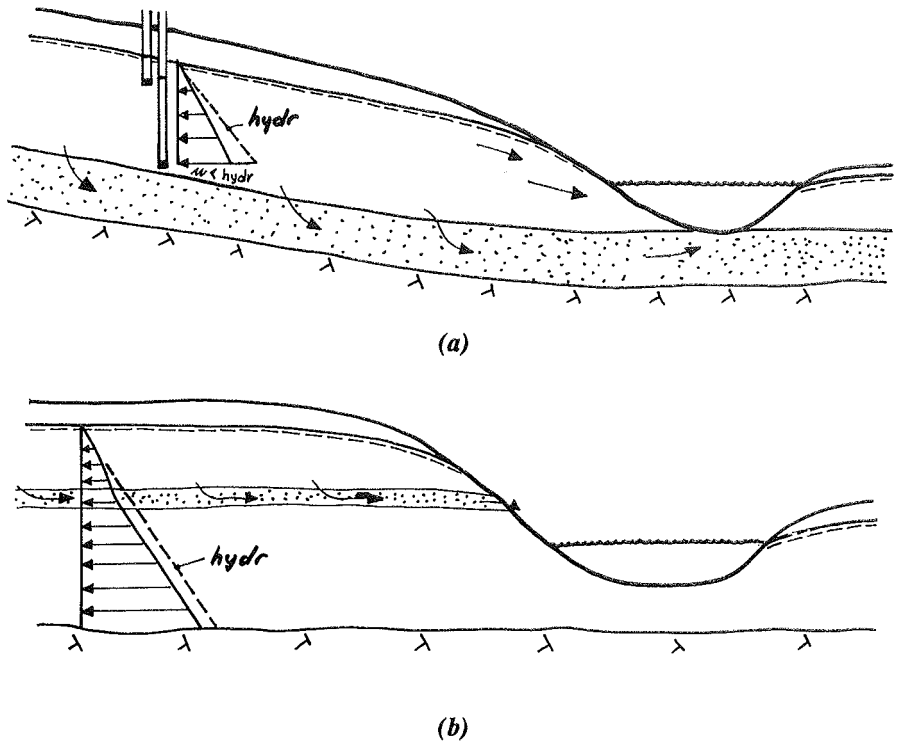


Fig. 31. Exempel på icke-hydrostatisk portrycksfördelning orsakad av dränerande lager [34], [35].

Portrycksmätare bör således placeras i de olika förekommande grundvattenmagasinen och i flera punkter i slänten för att erforderlig information skall erhållas, Figur 32. Antalet nivåer bestäms bl.a. av lagerföljden i jordprofilen som bedöms med ledning av resultaten från CPT- eller portryckssonderingar. Antalet mätpunkter bestäms med hänsyn till jordens topografi, Figur 33.

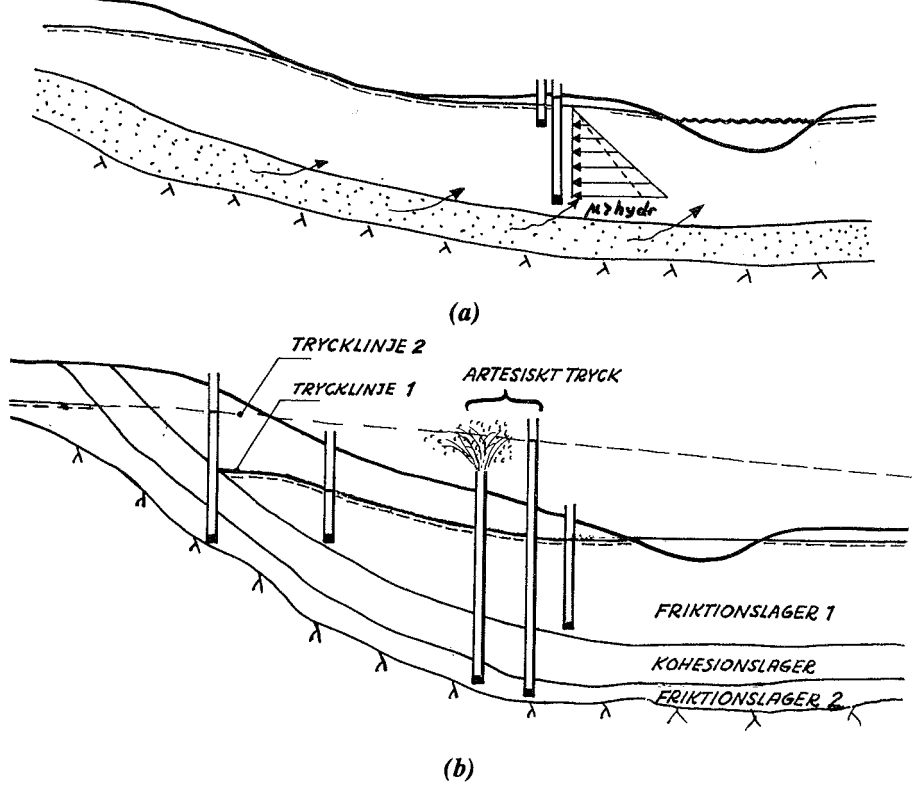


Fig. 32. Icke hydrostatisk portrycksfördelning orsakad av inströmmande vatten [34].

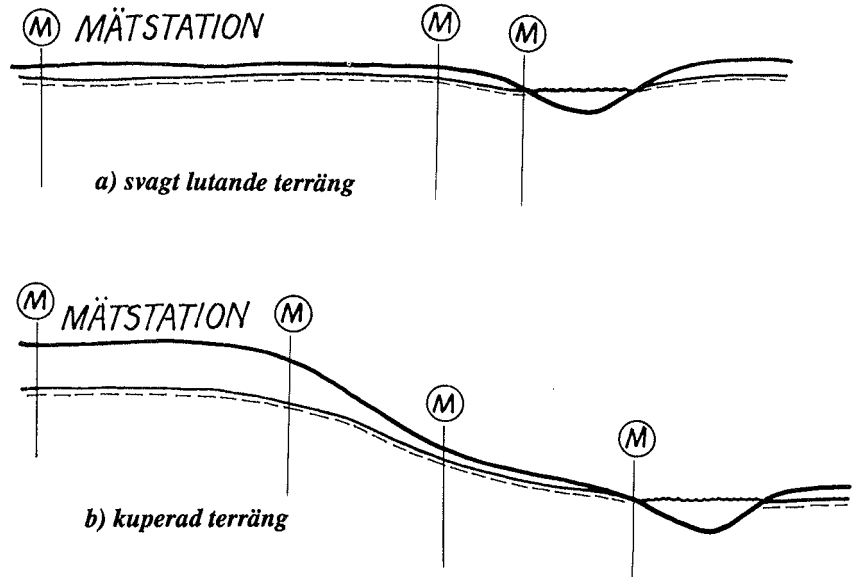


Fig. 33. Exempel på placering av mätpunkter i olika sektioner. I varje mätpunkt skall portrycken mätas på erforderligt antal nivåer [34].



Portrycksmätarna placeras främst i permeabla lager och skikt, men också i tjockare lager. I slänter som helt består av mellan- och kohesionsjord placeras mätare så att portrycksfördelningen mot djupet kan bedömas, Figur 34.

För tunna skikt inbäddade i tjocka lager av kohesionsjord som bedöms kunna vara vattenförande och i detta fall kan inverka på stabiliteten skall mätare placeras i ett tillräckligt antal punkter för att skiktets vattenförande egenskaper och kontinuitet skall kunna bedömas.

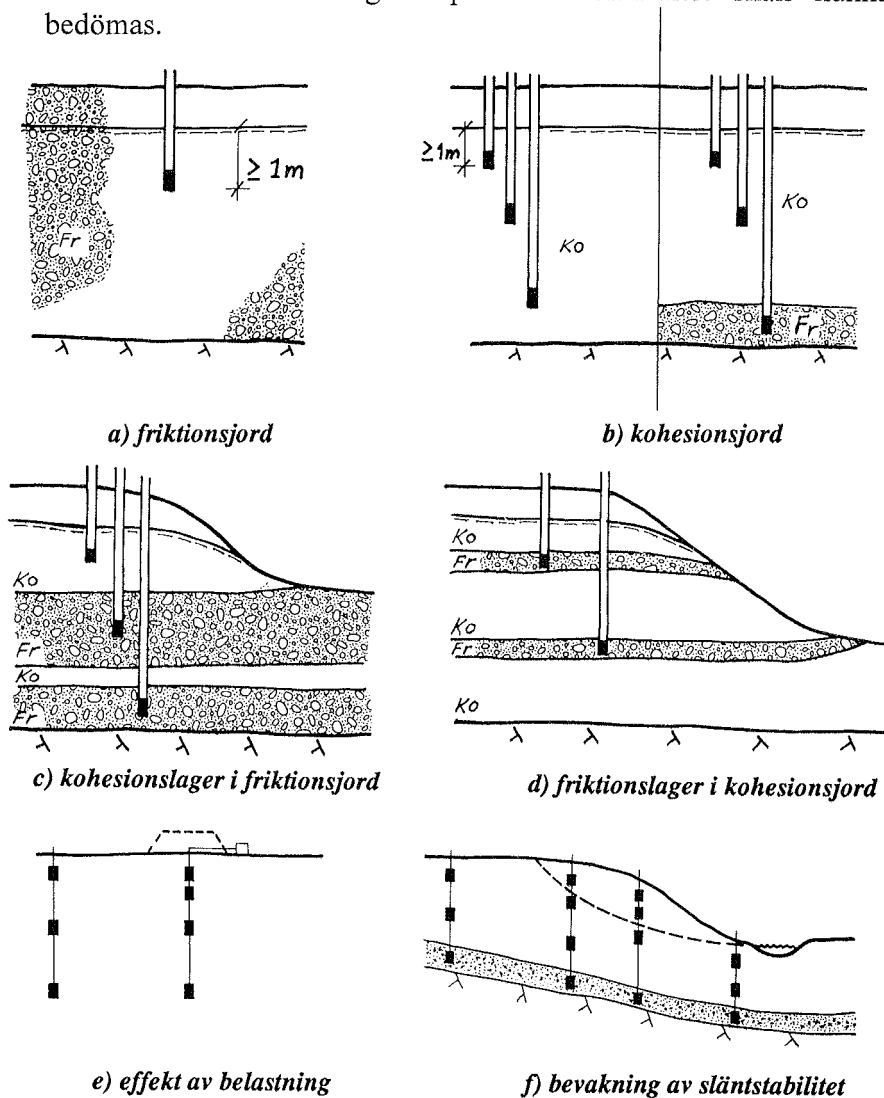


Fig. 34. Installationsdjup för portrycksmätning vid olika lagerföljder [34].

## EXEMPEL

Vid en stabilitetsutredning för en slänt i kohesionsjord med inslag av tunna siltskikt antyder de uppmätta portrycken vid CPT-sonderingarna att ett dränerande skikt skulle kunna finnas på en nivå något under släntfoten. De naturliga förutsättningarna för höga vattentryck i ett sådant skikt finns och artesiska vattentryck skulle medföra stabilitetsproblem och risk för bottenuppträckning under vattendraget vid släntfoten, Figur 35 a.

Portrycksmätare installeras i tre mätpunkter i släntens sektion med mätare över, i och under det potentiella skiktet. Portrycksmätningarna visar dock att porvattentrycket i alla mätpunkter i princip styrs av den fria grundvattenytan i mätpunkten och att ingen förbindelse i eller påverkan från det befarade skiktet kan spåras, Figur 35 b. Risken för höga vattentryck i ett skikt på denna nivå kan därmed uteslutas.

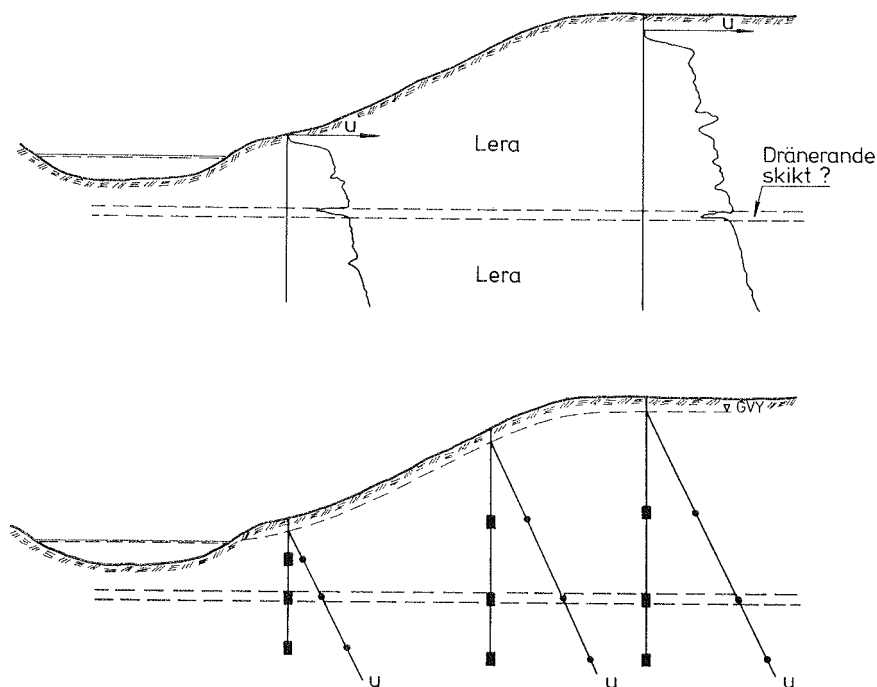


Fig. 35. Bedömning av eventuell vattenföring i ett skikt  
a) Uppmätta portryck vid CPT-sondering  
b) Uppmätta portryck i portrycksmätare i slänten

Speciellt för slänter i mäktiga avlagringar av silt och finsand och där fria grundvattenytan är djupt belägen gäller att man bör mäta de negativa portrycken, dvs. portryck som är lägre än atmosfärstrycket.

Det är då viktigt att bestämma den kapillära zonens storlek, hur de negativa trycken varierar i den intermediära zonen samt vilka förändringar som uppstår vid kraftig nederbörd och snösmältning, Figur 36.

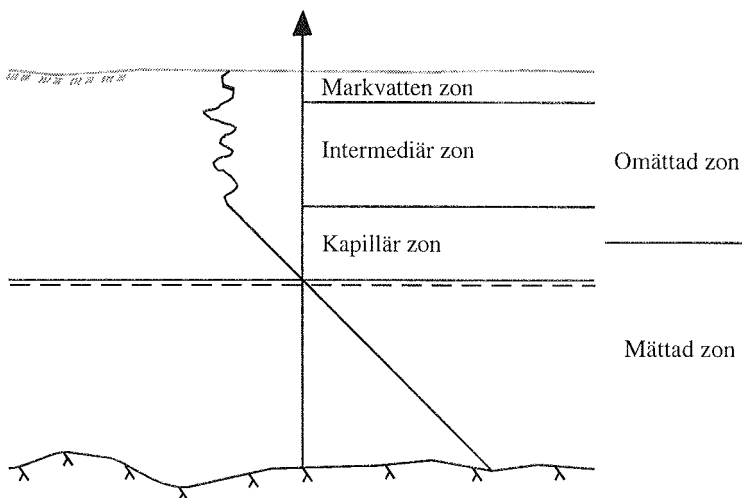


Fig. 36. *Portrycksprofil vid kapillärt sugande jord och djupt liggande grundvattenyta.*

De negativa portrycken inom intervallet 0 till cirka -90 kPa kan mätas direkt med slutna portryckmätningssystem. Detta kräver dock att spetsarna utrustas med "high air entry"-filter och att ett speciellt installationsförfarande används [36, 37, 38].

Uppmätta portryck och sammanhörande vattenståndsnivåer i vattendrag redovisas dels som sammanställningar i sektion, Figur 36, dels som uppmätta tryck i de enskilda punkterna, Figur 37.

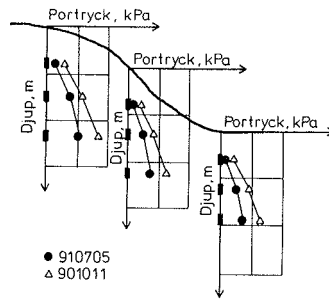
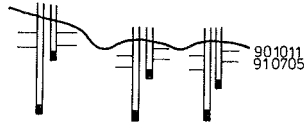
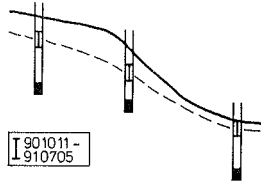


Fig. 37 a. Redovisning - Exempel på sammanställning av portrycksmätningar i sektioner med flera mätpunkter [34].

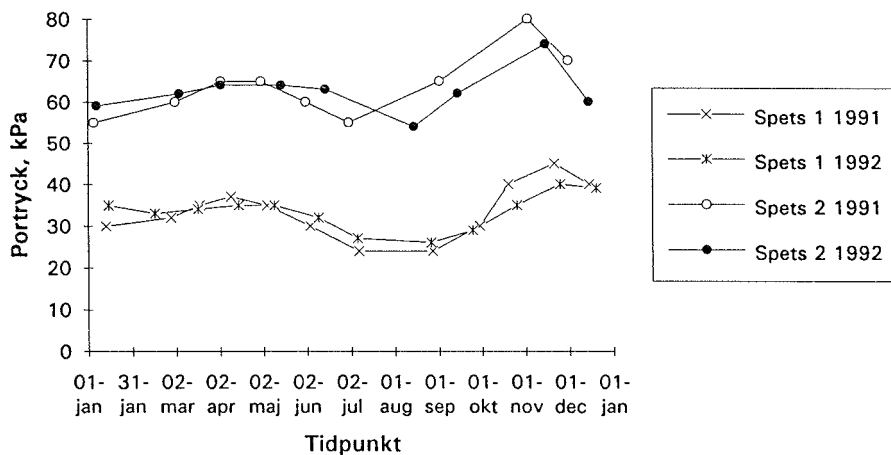


Fig. 37 b. Redovisning av årsfluktuationer [34].

### 6.3 Prognostisering av maximala porvattentryck

Porvattentryck varierar säsongvis och från år till år. Vid en släntstabilitetsanalys har man nästan aldrig tillgång till de långtidsobservationer som skulle krävas för att fånga upp extremvärdena och ofta måste en preliminär prognos göras på basis av korta mätserier omfattande endast några månader.

En viktig iakttagelse som ligger till grund för prognostiseringen är att vattentrycken i närbelägna grundvattenmagasin varierar på likartade sätt. Även om "amplituderna" är olika stämmer grundvattentrycksvariationerna i princip tidsmässigt överens. Dessutom är variationerna under en kort tidsperiod i stort proportionella mot den totala variationsbredden [39].

I den observationspunkt där ett dimensionerande grundvattentryck skall bestämmas bör grundvattentrycket mätas med avläsning två gånger per månad under minst tre månader. Den maximala variationsbredden,  $r$ , se Figur 38, jämförs sedan med ett utvalt

referensrör i SGU:s grundvattennät, för vilket långtidsobservationer finns.

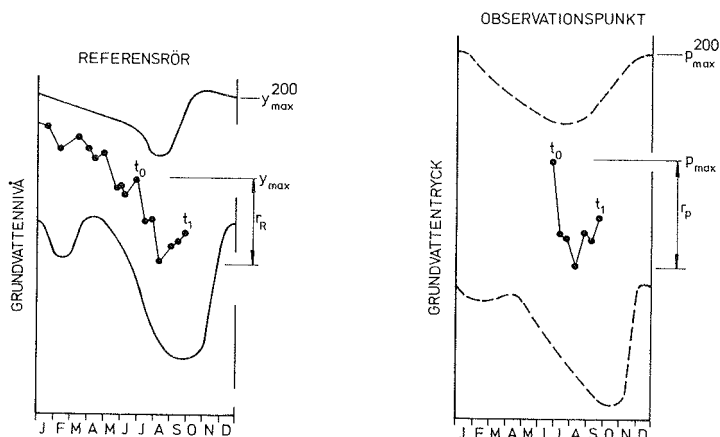


Fig. 38. Beteckningar för prognosmetodens formler [39].

Det maximala vattentrycket i observationspunkten beräknas enligt beteckningar i Figur 38. med följande formel:

$$p_{max}^{200} = p_{max} - S_R^{200} \frac{r_p}{r_R}$$

där

$p_{max}^{200}$  = prognostiserad maximinivå i observationspunkten med återkomsttiden 200 år

$p_{max}$  = maximinivå i observationspunkten under observationstiden  $t_0-t_1$

$S_R^{200}$  =  $y_{max} - y_{max}^{200}$

$y_{max}$  = maximinivån för referensröret under observationstiden  $t_0-t_1$

$y_{max}^{200}$	=	maximinivå för referensröret med återkomsttiden 200 år
$r_p$	=	variationsbredden hos grundvattennivån i observationspunkten under observationstiden $t_0-t_1$
$r_R$	=	variationsbredden hos grundvattennivån i referensröret under observationstiden $t_0-t_1$

Prognostiseringens tillförlitlighet ökar successivt med förlängd observationsperiod.

Två saker måste särskilt beaktas innan ovanstående metod används:

- De områden där referensröret och observationspunkten är belägna måste ligga tillräckligt nära varandra och vara i samma klimatzon. Avståndet bör inte vara större än 50 km. Prognosen blir bättre om flera referensrör används.
- Tillförlitligheten i prognosen ökar om observationspunkten och referensröret har likartade terränglägen (högläge, lågläge, etc.)

Modellen gäller främst för grundvattentryck i slutna grundvattenmagasin. Ur de prognostiserade maximala grundvattentrycken och deras varaktighet kan sedan portrycksvariationer i angränsande eller mellanliggande lager av kohesionsjord beräknas. Erfarenheten visar dock att motsvarande säsongsvisa fluktuationer som i grundvattenmagasinen, men med mindre amplituder, också uppträder i de angränsande och mellanliggande lagren av kohesionsjord utan några större fasförskjutningar [35]. Modellen kan därför normalt användas även för direkt prognostisering av de maximala säsongrelaterade portrycksvariationerna i kohesionsjord på basis av uppmätta portrycksvariationer i denna.

## 6.4 Val av portryck vid beräkningar

Inför beräkningar av stabilitet sammanställs observationer av grundvatten- och porvattentryck och därur prognostiserade maximala vattentryck till ekvipotentiallinjer för portrycket i slänten, dels för maximala porvattentryck, dels för bedömda portrycksfördelningar vid eventuella andra beräkningsfall. I de fall inga portrycksmätningar utförts måste som ett minimikrav en fri grundvattenyta, eller 0-trycksnivå, definieras. Vid **överslagsberäkningar i profiler med homogen jord** och stora djup till eventuella skikt med avvikande permeabilitetsegenskaper antas ofta att portrycket är hydrostatiskt i hela jordprofilen relativt den angivna fria grundvattenytan, såvida inte indikationer finns på möjliga höga vattentryck i underliggande grundvattenmagasin, Figur 39.

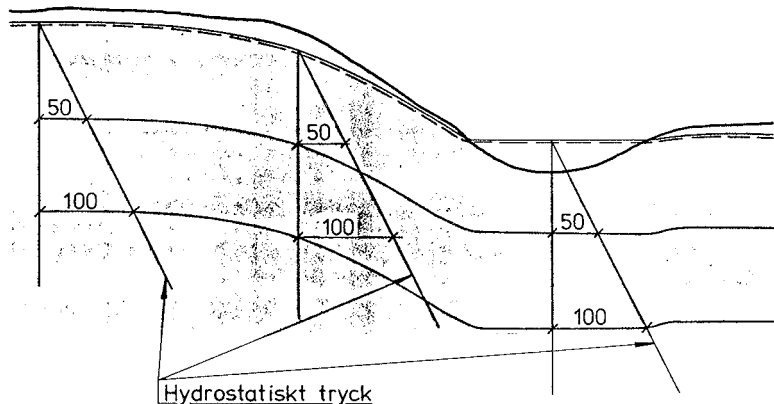
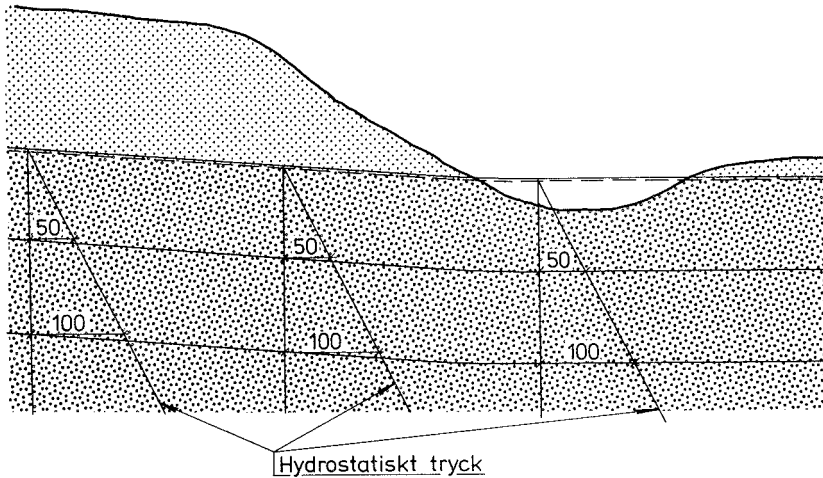


Fig. 39. Portryckssituation i en slänt med antagande om hydrostatiskt portryck från den fria grundvattenytan.

a) kohesionsjord





### b) friktionsjord

I de fall mätningar av grundvattentrycket i underliggande grundvattenmagasin utförts (och eventuellt maximalt tryck prognostiserats) används för överslagsberäkning ofta en vertikal rätlinjig interpolation mellan trycken i det undre grundvattenmagasinet samt den fria grundvattenytan för bedömning av portrycken i mellanliggande kohesionsjord.

För friktionsjord utan skikt av finkornigare jord antas som regel hydrostatiska tryck från en fri grundvattenyta. Undantag är främst siltslänter, där även negativa porvattentryck i den kapillära zonen kan behöva beaktas.

Vid **detaljerade och fördjupade utredningar**, liksom vid överslagsberäkningar i jordprofiler med olika lager och skikt, krävs som regel en mer kvalificerad teknik för att bestämma portrycksfördelningen, Figur 40. Härvid görs någon form av interpolation mellan mätvärdena i olika punkter på dels fria grundvattenytans läge, dels grundvattentrycken i grundvattenmagasinen samt eventuella uppmätta portryck i kohesionsjord. Vid denna interpolation skall olika permeabilitet i olika jordar beaktas så att:

- Den fria grundvattenytans läge interpoleras med ledning av observationer och prognostiserade lägen av den fria grundvattenytan samt markytans topografi.
- Grundvattentrycken i friktionsjord främst interpoleras med ledning av uppmätta grundvattentryck och prognostiserade värden i de enskilda grundvattenmagasinen.
- Portrycken i kohesionsjord interpoleras med ledning av interpolerade värden för fria grundvattenytans läge och grundvattentryck i grundvattenmagasin samt uppmätta och prognostiserade värden på portrycket i enskilda punkter i kohesionsjorden. I kohesionsjord förekommer ofta rottrådar och mindre spricksystem ned till 3 - 6 m djup. Detta innebär en relativt hög permeabilitet och portrycksfördelningen inom denna zon är som regel hydrostatisk [34], vilket också bör beaktas.

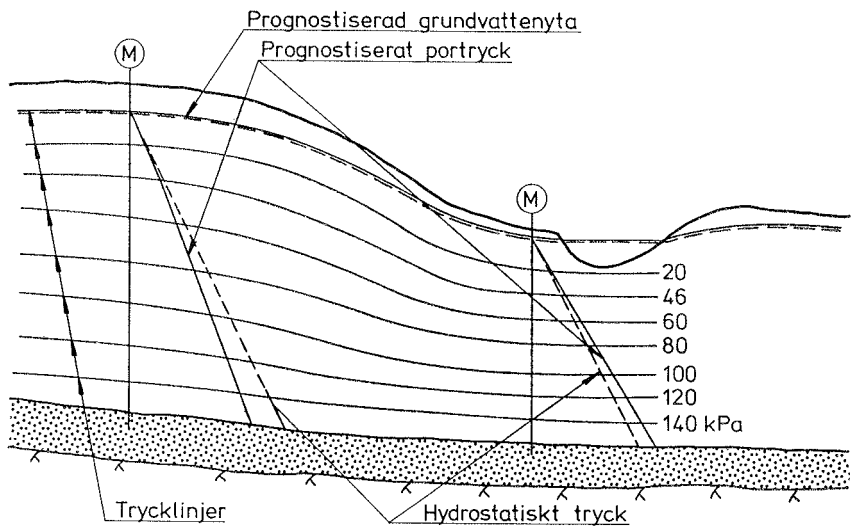


Fig. 40. Exempel på bedömd portrycksfördelning i en slänt.

Portrycksisobarerna kan också beräknas genom att använda strömlinjenät eller, vid homogen jordprofil, enkla kalkylprogram [38]. De kan också beräknas med mer avancerade datorprogram med numeriska beräkningsmetoder. Vid användande av datorprogram

för de efterföljande beräkningarna av stabiliteten kan portrycksisobarena som regel ges som indata för att beskriva portryckssituationen.

Beräkningar skall utföras för olika belastningsfall med tillhörande bedömda portryckssituationer, för normala portryckssituationer och för prognostiserade extrema portryckssituationer, Figur 41.

Det är många gånger en fördel om beräkningar av stabiliteten, utöver antagande av bedömda och prognostiserade portryckssituationer, dessutom utförs med antagande av mer extrema förhållanden. Därmed erhålls en många gånger värdefull känslighetsanalys som kan påverka val av erforderlig säkerhetsfaktor.

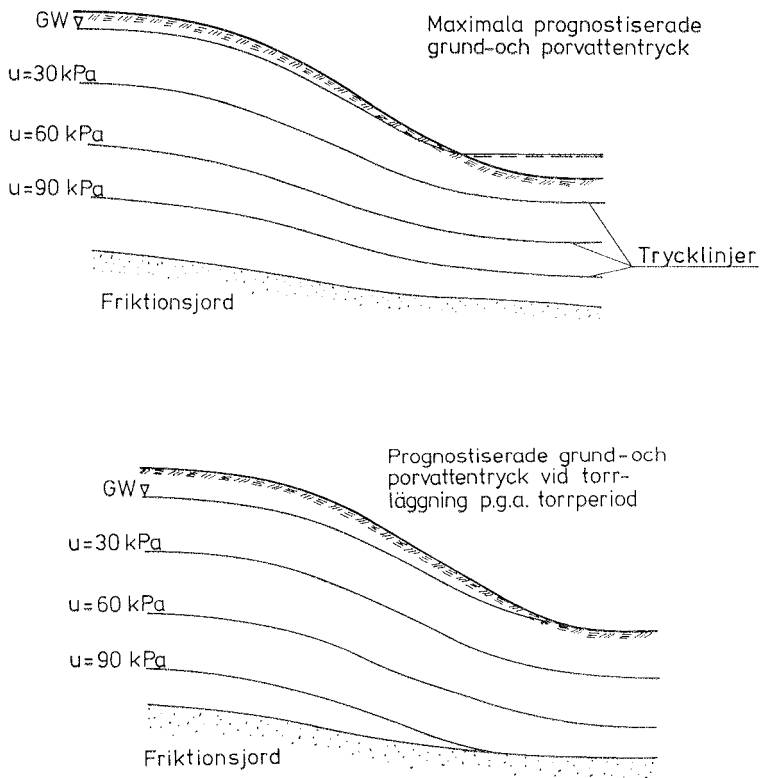


Fig. 41. Trycklinjer för porvattentryck i en slänt vid  
 a) maximala prognostiserade tryck  
 b) tryck vid torrläggning under torrperiod

## 6.5 Bedömning av erosionsrisk

### 6.5.1 Ytvattenerosion

Risken för erosion i t.ex. vattendrag och bäckraviner bedöms dels med ledning av vilka jordarter som förekommer i vattenfårans sidor och botten dels beroende på vilka vattenhastigheter som är aktuella. Den ”medelhastighet” som används vid bedömning av erosionsrisken i ett vattendrag kan för raka partier av vattendraget beräknas som

$$v = \frac{Q}{A}$$

där  $v$  = medelhastighet, m/s  
 $Q$  = högsta vattenföring, m<sup>3</sup>/s  
 $A$  = vattendragets area, m<sup>2</sup>

Uppgifter om vattenföring och vattenstånd i större vattendrag kan inhämtas från SMHI och registreringar från pegelstationer. Egentligen är det bottenströmmens hastighet som är dimensionerande och hastigheten kan variera i vattendragets tvärsnitt, Figur 42.

Bottenströmmens hastighet är dock svår att mäta och normalt används beräknad medelhastighet eller uppmätt ytvattenhastighet.

I osymmetriska sektioner och i krökar av vattendrag blir vattenföringar och vattenhastigheter ojämnt fördelade, Figur 43. I sådana fall kan den verkliga hastighetsfördelningen mätas med flygel på olika nivåer och i olika vertikalsnitt i vattendraget eller uppskattas med ledning av ytvattenhastigheten. Det skall också uppmärksammas att turbulent vattenströmning förorsakar mer erosion än laminär strömning.

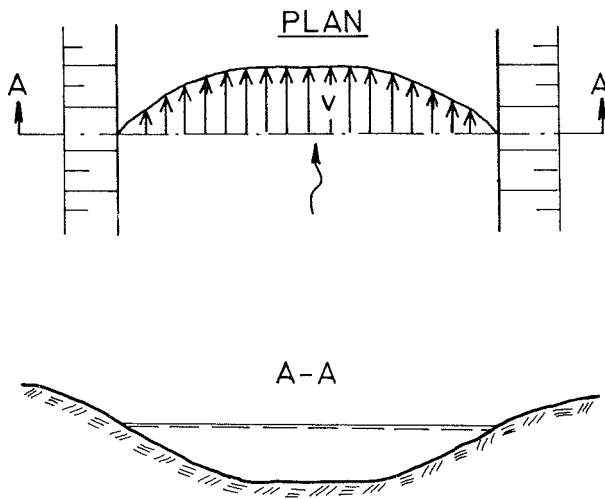


Fig. 42. Ytvattenhastigheten  $v$  i rakt parti av vattendrag med symmetriskt tvärsnitt [41].

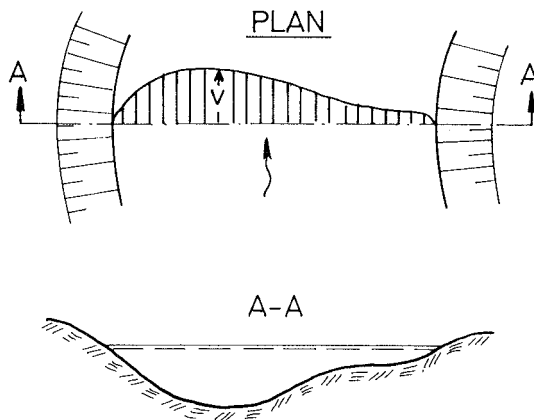


Fig. 43. Ytvattenhastighet i krökar och osymmetriska sektioner av vattendrag [41].

Sammansättningen av materialet vid vattendragets botten erhålls ur de geotekniska undersökningarna. För friktionsjord och mellanjord kan erosionsrisken bedömas med ledning av nedanstående diagram, Figur 44. För månggraderad jord motsvaras den ur erosionssynpunkt dimensionerande kornstorleken av  $d_{75}$ , d.v.s. den kornstorlek som motsvarar 75 % passerande viktmängd vid siktning inklusive sten- och blockhaltsbestämning. I skiktet närmast botten i vattendrag är finjorden ofta urspolad och jorden är då grövre än ursprungsmaterialet.

Som framgår av diagrammet i Figur 44 är grovsilt-finsand de mest lätteroderade kornstorleksfraktionerna och erosionsrisken sjunker sedan med såväl ökande som minskande kornstorlek.

För kohesionsjord finns inga klara regler för bedömning av erosionsrisker. Å ena sidan är kohesionsjord relativt svåreroderad, å andra sidan är erosion den långsamma naturliga process som med tiden skapar de flesta stabilitetsproblemen även i denna typ av jord. En viss ledning för bedömning av erosionsrisken kan fås ur ryska bestämmelser för tillåtna medelvattenhastigheter i vattendrag, Figur 45.

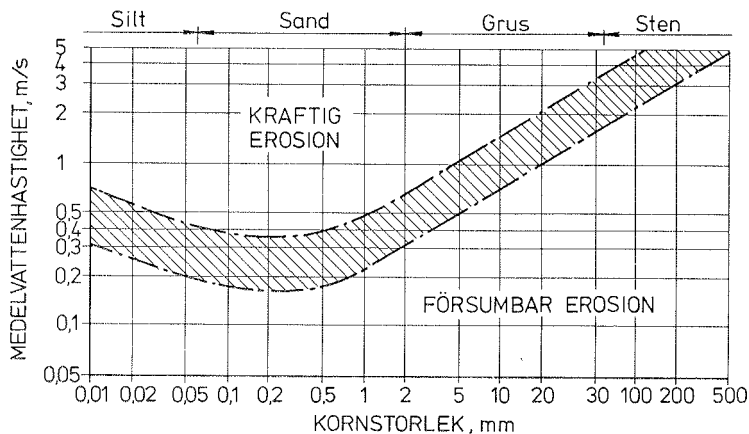


Fig. 44. Samband mellan medelvattenhastighet, kornstorlek och erosionsrisk [41]. Det streckade bandet anger ungefärligt variationsområde för kritisk medelhastighet med hänsyn till bl. a. vattendjup och jordens egenskaper som kornform och lagringstäthet.

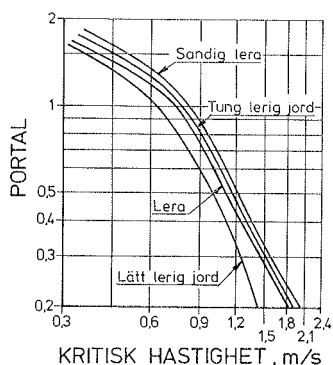


Fig. 45. Diagram för bedömning av erosionsrisk i kohesionsjord med ledning av ryska bestämmelser [42]. Diagrammet avser 1 m vattendjup. 3 m vattendjup ger 25 % ökning av kritiska värden och 0,3 m djup ger 20 % sänkning.

För kohesionsjord kan erosionsrisken inom överskådlig tid också bedömas med ledning av den geotekniska besiktningen. Varje indikation på pågående erosion i form av synlig erosion, meanderslingor, urgröpningar vid och under vattenytan, samt småskred, skredärr och rörelser vid kanten av vattendraget bör medföra övervakning av eventuell vidare erosion och/eller utläggning av erosionsskydd.

Också andra faktorer än vattenhastighet och kornstorlek som t.ex. periodvis **tjälning**-upptining och **uttorkning**-vätning, **istryck** och **nötning** i och under vattenytan av isflak och andra transporterade föremål kan spela en stor roll för erosionen. Tecken på detta skall undersökas vid den geotekniska besiktningen. Dessutom skall observeras att förändringar i vattenföringen samt hinder som t.ex. omkullfallna träd eller konstruktioner som påverkar vattenströmmen kan medföra erosionsproblem i tidigare erosionsstabla sektioner av vattendrag.

Avlägsnande av vegetation i en slänt kan, förutom att ändra ytavrinning, infiltration och grundvattenbalans, också öka yterosionen i slänten.

Fartygstrafik i farleder förorsakar speciella erosionsproblem från svallvågor och propellrarnas strålföden. Utmed stränder till hav och sjöar kan också vindgenererade vågor förorsaka erosion. Mer om detta och om utformning av erosionskydd kan läsas i "Anvisningar för erosionskydd" utarbetade av Skredkommissionens arbetsgrupp för förstärkningsåtgärder, Vägverkets handbok "Erosionskydd i vatten vid väg- och brobyggnad" 1987:18 samt Handboken BYGG [43], [41], [42].

### 6.5.2 Inre erosion

Inre erosion (eller grundvattenerosion) uppstår då den hydrauliska gradienten i jorden är så stor att den resulterande vattenhastigheten eroderar och spolat ur jorden. Detta kan uppstå vid konstruktioner som schakter under grundvattenytan eller dammbyggnader, där vattenströmning under och genom dammen kan förorsaka "piping". Problem kan också uppstå i naturliga slänter, speciellt då artesiska vattentryck förekommer. Punkteras ett tätare lager ovanför ett vattenförande silt eller sandlager kan silten och sanden spolat ur. Detta måste förhindras för att inte stora och svåröverskådliga skador skall uppstå.

### 6.5.3 Hydrauliskt grundbrott

Vid schaktningar under grundvattenytan kan den uppåtriktade gradienten bli så stor att den överskrider den mothållande kraften från jordmaterialets egenvikt

$$i\rho_w \geq \rho'$$

där  $i$  = hydraulisk gradient m/m  
 $\rho_w$  = vattnets densitet t/m<sup>3</sup>  
 $\rho'$  = jordens effektiva densitet (under vatten) t/m<sup>3</sup>



I detta fall inträffar hydrauliskt grundbrott.

Motsvarande kan ske i naturliga slänter med artesiska vattentryck. I dessa kan exceptionella gradienter uppstå på grund av höga vattentryck och/eller en på grund av erosion eller mänskliga ingrepp minskad tjocklek av ett tätare lager ovanpå det vattenförande skiktet. Överskrids därvid de mothållande krafterna på grund av jordens egenvikt inträffar hydrauliskt grundbrott. Detta medför i sin tur att en del av den mothållande passivzonen för denna del av slänten försvinner och stabiliteten för hela slänten äventyras.

Risken för hydrauliskt grundbrott måste därför alltid kontrolleras i slänter med artesiska vattentryck och släntens totalsäkerhet kan aldrig bli större än säkerheten mot hydrauliskt grundbrott

$$F \leq F_h = \rho' / i \cdot \rho_w$$

# 7. Beräkningar

---

## 7.1 Beräkningsantaganden

### 7.1.1 Allmänt

När beräkningsförutsättningarna klarlagts skall stabiliteten beräknas för de olika lastfall som kan tänkas uppstå, dels under normala förhållanden, dels med beaktande av olika exceptionella belastningssituationer. Dessutom utförs beräkningar för att studera konsekvensen av de speciella risksituationer som skulle kunna tänkas uppstå i området.

Slänten skall analyseras för alla tänkbara lastkombinationer. Alla permanenta laster skall beaktas i kombination med sannolik inverkan av variabel last.

Lastfall i olika situationer skall också beaktas, t.ex. byggnadsskede, bruksskede och olyckstillfällena. Vid utredningar för kommunala detaljplaner skall bland annat inverkan av framtida utbyggnader inom byggrättsområden beaktas.

Vid beräkningarna bör skiljas på beräkningar för

- normala och varaktiga belastningsfall, bruksskede
- mycket kortvariga belastningstillfällena, korttidsbelastningar
- exceptionell belastning, olycks- och katastroftillfällena

De olika lastfallen bör således delas in dels med avseende på belastningarnas möjliga varaktighet, vilket påverkar bedömningen av relevant skjuvhållfasthet, dels med avseende på sannolikheten för att de överhuvudtaget skall uppträda, vilken påverkar kravet på erforderlig beräknad säkerhetsfaktor.

Vid stabilitetsberäkningarna skall skjuvhållfastheten avpassas med hänsyn till lastens varaktighet och kombinationer av porttryck, yt-

och grundvattennivåer samt tillfälliga laster skall väljas med hänsyn till vad som möjligen kan inträffa under normala respektive exceptionella förhållanden. En **kombinerad analys**, där för varje del av glidytan det lägsta alternativet av dränerad och odränerad hållfasthet väljs, ger alltid lägsta säkerhetsfaktor och avsteg kan endast göras för de skikt och de lastfall där det är uppenbart att förhållandena är dränerade eller odränerade. Dragspänningar kan endast påräknas för kohesionsjord i exceptionellt kortvariga belastningsfall som t.ex. exceptionell trafiklast eller dynamisk last från sprängning.

Vid överslagsberäkningar med metoder där kombinerad analys inte kan användas skall såväl dränerad som odränerad analys utföras.

## **7.1.2 Laster**

### **7.1.2.1 Egentyngd**

Jordens egentyngd bestäms eller bedöms med ledning av jordart och fasthet bedömd ur sonderingsmotstånd eller dilatometerförsök. I kohesionsjord och mellanjord beräknas den naturliga jordens egentyngd normalt med hjälp av uppmätt densitet i ostörda prover. För de jordar och lager som ingen densitetsbestämning gjorts används empiriska erfarenhetsvärden på säkra sidan. Med säkra sidan avses här relativt höga densiteter i aktiva skjuvzoner och relativt låga densiteter i passiva skjuvzoner.

Befintliga eller planerade fyllningars mäktighet och tunghet skall på motsvarande sätt mätas eller uppskattas.

För överslagsberäkningar vid den inledande geotekniska besiktningen används befintliga densitetsbestämningar och/eller försiktigt valda erfarenhetsvärden.

Vattnets inverkan på jordens egentyngd skall beaktas.

### 7.1.2.2 Ytlaster

Permanenta och tillfälliga ytlaster skall beaktas. Till ytlaster räknas last från byggnader och andra konstruktioner, bankar, i plan begränsade fyllningar och upplag, snölaster, trafik etc. Vid beräkning av last från byggnader måste förekomst av källare beaktas.

Utbredda fyllningar där glidytorna går igenom fyllningen kan betraktas som en del av slänten.

Tillfälliga ytlaster kan även utgöras av t.ex. snötippor samt upplag av byggnadsmaterial och jord.

Exempel på exceptionella ytlaster är t.ex. uppdämda vattenmassor på grund av igensättning av trummor.

Som trafiklast på vägar har normalt använts värdet 10 kPa över hela vägbredden. Detta värde har inkluderat dynamiska tillskott. Nya och mer detaljerade lastförutsättningar ges i Vägverkets remissutgåva av BYA 92 [7]. Här delas vägbanan (körbana och vägren) in i 3 m breda lastfält. Två av lastfälten (om dessa ryms) på varje körbana ges ytlasten 20 kN/m<sup>2</sup> på en längd av 10 m. Resterande del av dessa lastfält samt övriga lastfält ges en ytlast av 5 kN/m<sup>2</sup>. Uppgifter om trafiklast på vägar inhämtas från Vägverket.

Motsvarande har på gång, cykel- och mopedvägar (GCM-vägar) normalt använts en ytlast av 5 kN/m<sup>2</sup> över hela vägbredden. Enligt förslaget till nya lastförutsättningar ges antingen en trafiklast av 10 kN/m<sup>2</sup> över hela vägbredden på en längd av 6 m eller alternativt en ytlast av 4 kN/m<sup>2</sup> på en obegränsad längd.

Linjelast från tågtrafik är - med undantag av malmbanan - 110 kN/m spår inklusive dynamiskt tillskott vid enkelspår. För malmbanan gäller 150 kN/m spår. Lasten skall spridas på en bredd av 2,5 m. För dubbelspår och flera spår gäller lasten 80 kN/m spår där de ger störst negativ inverkan på stabiliteten. För vissa speciella förhållanden gäller något annorlunda linjelaster. Dessa framgår av Banverkets BVF 585.10, [6].

På såväl vägar som järnvägar förekommer enstaka exceptionellt tunga transporter. Stabiliteten för dessa beräknas ofta separat med

hänsyn till för årstiden rådande förhållanden, belastningens varaktighet m.m. På grund av belastningens begränsade längd är det oftast fråga om lokala bärighetsproblem men också stabiliteten för hela slänten måste kontrolleras.

### 7.1.2.3 Ytvatten

Dimensionerande vattenstånd för stabilitetsberäkningarna bestäms med ledning av de uppgifter om vattennivån som inhämtats vid den geotekniska besiktningen, bedömning av nuvarande förhållanden och framtida förhållanden samt möjliga katastroftillstånd.

Vid stabilitetsberäkning av slänter mot reglerade vattendrag och sjöar skall normalt lägsta dämmningsgräns användas som dimensionerande lägsta vattenståndsnivå.

Där total tömning av vattendraget görs planerat, t.ex. för rensning och underhåll skall dimensionerande lägsta vattenståndsnivå sättas lika med bottennivån och varaktigheten för tömningen beaktas.

Om torrläggning kan inträffa endast genom en katastrof skall stabiliteten beräknas också för detta fall med beaktande av härför erforderlig säkerhetsfaktor.

I speciellt siltslänter, men också andra jordar vars hållfasthet till stor del beror på kapillärkrafter i porvattnet, skall motsvarande risker för höga vattenstånd på grund av dämning, planerad eller på grund av katastrof, beaktas.

Vid beräkningarna skall samspelet mellan vattenstånd och porvattentryck beaktas. Sannolikheten för att låga vattenstånd och höga portryck skall inträffa samtidigt, som t. ex. vid hastig avsänkning av vattenytan ("rapid draw-down"), skall bedömas för de olika fallen.

I de fall en helt odränerad analys är relevant är lägsta dimensionerade vattenstånd det som ger lägst säkerhetsfaktor. Vid dränerad och kombinerad analys skall som dimensionerande vattenstånd användas det vattenstånd som med tillhörande porvattentryckssituation i slänten ger lägsta säkerhet.

#### 7.1.2.4 Grundvattennivå och portryck

Som dimensionerande maximala porvattentryck används i första hand de potentiellinjer för maximala portrycksnivåer som i förekommande fall prognostiserats med hjälp av portrycksobservationerna.

I tidigare skeden och inledande undersökningar används på annat sätt bedömda maximala portryck.

Vid beräkningar av stabilitet i slänter med lera i de övre lagren antas som regel vattenfyllda sprickor genom torrskorpan i släntens överdel. Torrskorpan antas därmed ha en vattenmättad densitet och i den uppspruckna zonen sakna egen till stabiliteten bidragande hållfasthet. Vattnet i sprickan antas dessutom medföra en horisontell tillskottslast på grund av det vattentryck som verkar i sprickan.

De antagna porvattentrycken i beräkningarna avpassas också med avseende på antagen vattenyta i eventuella vattendrag så att endast möjliga kombinationer analyseras. Vid planerade torrläggningar eller andra årstidsbundna belastningssituationer beaktas de för den aktuella årstiden maximala porvattentrycken.

Exceptionella oplanerade portryckssituationer kan uppstå vid t.ex. uppdämning av ytvatten på grund av igensättning av trummor eller på grund av läckande vattenledningar i slänten. Maximala vattentryck vid dessa förhållanden skall bedömas och en konsekvensanalys utföras.

I samband med pålning, sprängning och andra vibrationer kan höga portryck byggas upp och spridas över stora områden via vattenförande skikt inbäddade i kohesionsjord. I dessa fall bör övervakning ske med portrycksmätning. För att denna skall vara meningsfull måste stabilitetsberäkningar utföras för att sätta gränser för vilken portrycksnivå som kan accepteras med hänsyn till aktuell belastningssituation och erforderlig säkerhetsnivå. Vid dessa beräkningar skall också eventuell nedsättning av den odränerade skjuvhållfastheten och ökning av horisontaltrycken i närheten av störningsskällan beaktas.

## 7.2 Beräkningsmetoder

### 7.2.1 Allmänt

Beräkningarna baseras på s.k. klassiska beräkningsmetoder där jorden antas vara ett idealplastiskt material. Detta antagande medför att brottlasten är oberoende av såväl de deformationer som inträffar före brott som de som inträffar efter att brottstillståndet nåts. Skjuvhållfastheten kan därmed mobiliseras fullt ut i alla delar av slänten oberoende av vilka deformationer som krävs för att denna samverkan mellan olika partier skall kunna utvecklas.

Detta antagande kan i princip antas gälla under förutsättning att skjuvhållfastheten bestämts enligt, i kapitel 5, angivna förfaranden och valts enligt angivna kriterier samt att den involverade jordvoly-men har en viss begränsning.

Metodernas giltighet för totalstabilitet i mycket långsträckta slänter kan ifrågasättas på grund av att ovannämnda förutsättning då inte alltid skulle kunna anses uppfylld. I praktiken fordras dock att den lokala stabiliteten för något parti av en långsträckt slänt skall vara mycket låg för att ett skred skall initieras. De klassiska beräkningsmetoderna kan användas för bedömning av risken för att ett sådant potentiellt initialscred skall inträffa någonstans i en slänt. För en konsekvensanalys av ett lokalt brott inom ett område i form av följdskred och beräkning av vidare skredförlopp fordras sedan andra metoder och/eller beräkningsantaganden.

De klassiska beräkningsmetoderna bygger också på antaganden om tvådimensionella fall med en, i sidled, oändligt utsträckt slänt med identisk geometri och lastsituation.

Beräkningsmetodernas komplexibilitet varierar. De används oftast i steg med ökande svårighetsgrad allteftersom antalet faktorer liksom behovet av noggrannhet ökar.

Beräkningarna skall helst utföras med en rigorös beräkningsmetod<sup>\*)</sup>, farligaste glidyta av godtycklig form, kombinerad analys, anisotrop odränerad skjuvhållfasthet och spänningsberoende friktionsvinkel. För exceptionellt kortvariga belastningssituationer skall man kunna ta hänsyn till att fallet i princip är odränerat för en del av den finkorniga jordmassan.

Någon beräkningsmetod som klarar allt detta i ett enda steg finns inte utan vissa hjälpmedel får användas. Beräkningarna utförs då i steg och avbryts om man, med enklare metoder som innebär resultat på säkra sidan, under beräkningskedjans gång klart kan konstatera att slänten har en tillfredsställande stabilitet.

Vid den **geotekniska besiktningen** används överslagsberäkningar. Som en första ansats idealiseras då slänten vad beträffar geometri, jordlagerförhållanden, portryck och hållfasthetsegenskaper varpå Janbu's direktmetod [44] kan användas. Under förutsättning att jordförhållandena är någorlunda homogena och geometrin är relativt enkel ger metoden en god uppfattning om var farligaste cirkulärcylindriska glidyta är lokaliserad och vilken storleksordning som kan förväntas på säkerhetsfaktorn. Befinns stabiliteten då vara klart tillfredsställande behöver som regel inte fler beräkningar genomföras. Även i övrigt bör man ofta göra en sådan skattning av säkerhetsfaktor och farligaste glidyta som stöd för planering och vidare beräkningar.

För specialfallet med en utsträckt slänt med liten jordmäktighet kan överslagsberäkningar också utföras med helt plana glidytor som löper parallellt med markytan. På grund av den tänkta glidykans längd och ringa djup kan man då bortse från de relativt sett små krafterna i glidkroppens övre och nedre ändtor.

Överslagsberäkningarna är begränsade till helt dränerade eller odränerade analyser.

<sup>\*)</sup> Med en rigorös beräkningsmetod avses att alla villkor för kraft- och momentjämvikt är uppfyllda.



I **senare utredningsskeden**, om säkerheten ej befunnits klart tillfredsställande och/eller de geometriska förutsättningarna och jordförhållandena är mer varierade, används som regel ett beräkningsprogram med automatisk sökrutin för farligaste glidyta. De flesta av dessa program arbetar med sökning av farligaste cirkulär-cylindriska glidyta och en del av dessa kan också söka sammansatta glidytor där en plan del av glidytan förutbestämts att gå i ett visst skikt. I programmen kan olika beräkningsmetoder, från starkt förenklade till rigorösa, komma till användning.

En annan typ av automatisk sökning av farligaste glidyta kan göras med så kallad dynamisk programmering. Med denna metod kan glidytor av godtycklig form sökas och som regel erhålls farligaste glidytor som avviker mer eller mindre från den cirkulär-cylindriska formen. Existerande program av denna typ är dock ännu relativt outvecklade i andra beräkningshänseenden.

Alla automatiska beräkningsprogram är mer eller mindre begränsade med avseende på hur utvecklad beräkningsmetod som används, restriktioner i sökrutiner, restriktioner i möjliga geometrier och lagerindelningar, restriktioner i lastbeskrivningar och beskrivning av hållfasthets- och portrycksvariationer samt möjligheter att välja hållfasthetsvärden och genomföra en kombinerad analys. Mycket få program med automatiska sökrutiner kan ta hänsyn till hållfasthetsanisotropi. Den cirkulär-cylindriska glidytan medför också risker för att "omöjliga" glidytor beräknas med lutningar som är alltför branta för att överensstämma med klassisk jordtrycksteori och med stora dragspänningar i aktivzonen.

Efter att ungefärlig form och läge för potentiellt farligaste glidytor lokaliserats kan dessa i ett ytterligare beräkningssteg modifieras till att bättre sammanfalla med bedömda svaghetszoner och troligaste form på glidytan samt att få en med hänsyn till jordens egenskaper korrekt lutning i glidykans aktiv- och passivzoner. Med en rigorös beräkningsmetod kan man sedan utföra beräkningar för detta begränsade antal glidytor med beaktande av alla variationer av geometrier, hållfasthetsegenskaper, portryck m.m. Dessa beräkningar kan utföras för hand eller med stöd av ett för ändamålet lämpligt datorprogram.

Denna sista typ av beräkning utförs vid komplicerade beräkningsfall och glidytor och då faktorer som bedöms kunna ha en påtaglig inverkan på resultatet inte kunnat beaktas vid de tidigare beräkningarna. I annat fall kan beräkningarna med automatiska sökrutiner ofta accepteras förutsatt att en noggrann kontroll utförts med avseende på ingångsdata, att farligaste glidyta verkligen erhållits och att formen på denna är rimlig.

I de första utredningsstadierna finns oftast endast tillgång till värden på den medelskjuvhållfasthet som bestäms vid rutinmässiga hållfasthetsundersökningar. Utförs beräkningarna utan beaktande av anisotropi och stabiliteten befinns tillfredsställande behövs normalt ingen ytterligare beräkning, eftersom beaktande av anisotropi alltid medför högre säkerhetsfaktorer i slänter.

Inverkan av den odränerade skjuvhållfasthetsanisotropin blir större ju brantare medellutningen för glidyten är och ju mer lågplastisk jorden (leran) är. Den är således relativt liten i flacka slänter med högplastisk lera medan den kan vara betydande i branta slänter med lågplastisk lera. I det senare fallet kan säkerhetsfaktorer ned mot 0,7 beräknas med medelskjuvhållfasthet för slänter som står och vars beräknade säkerhetsfaktor med beaktande av anisotropi är runt 1,0. Man kan dock inte schablonmässigt hänföra alla beräknade säkerhetsfaktorer under 1,0 till anisotropieffekter utan den rimliga storleken av dessa måste kontrolleras för att utröna om det i sådana fall inte också är något fel i beräkningsantagandena eller beräkningsmetoderna. Inverkan av anisotropi minskar med ökande andel av glidyten där dränerade hållfasthetsegenskaper är dimensionerande.

Anisotropin bör alltid beaktas i de fall den beräknade säkerhetsfaktorn är så låg att förstärkningsåtgärder kan bli aktuella. Dels kan detta (efter utökad provning) medföra besparingar, dels kan åtgärdens utformning bli något förändrad då anisotropin beaktas.

I denna anvisning ges en kortfattad beskrivning av lämpliga och vanligen använda beräkningsmetoder. För mer omfattande härledningar och beskrivningar hänvisas till Janbu (1954 och 1973) [44], [45] och Sällfors (1984) [46].

## 7.2.2 Överslagsberäkningar

### 7.2.2.1 Direktmetoden

Vid överslagsberäkningar används normalt den diagrammetod som utvecklats av Janbu (1954) [44]. Metoden förutsätter cirkulär-cylindriska glidytor och användbarheten är begränsad till relativt enkla geometrier, jordlagerföljder och portrycksförhållanden. Den ger ofta mycket likartade resultat som olika självsökande program med cirkulär-cylindriska glidytor och lamellmetoder i normalkon-soliderad kohesionsjord men skillnaderna ökar då den dränerade hållfastheten blir dimensionerande. Metoden kan endast användas för helt odränerade eller dränerade analyser.

Metoden är lämpad för överslagsberäkningar vid den geotekniska besiktningen och i inledande utredningar. Den kan också användas för kontroll av rimligheten i erhållna farligaste glidytor och säkerhetsfaktorer vid användning av datorprogram med automatiska sökrutiner.

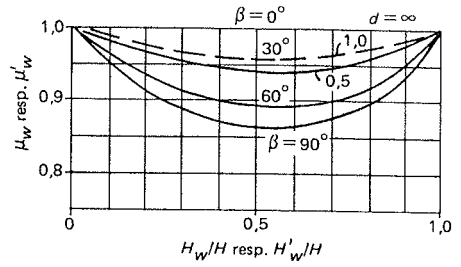
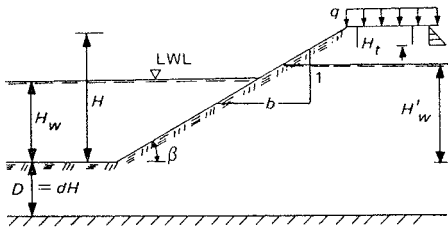
I direktmetoden beräknas först en term för pådrivande tryck

$$p_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t}$$

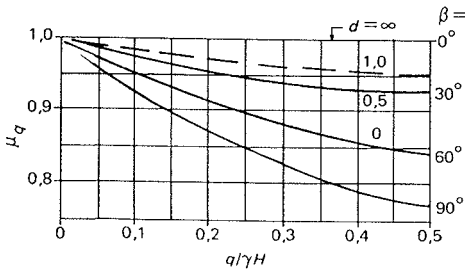
där

$\gamma$	=	jordens tunghet, kN/m <sup>3</sup>
$H$	=	släntens höjd, m
$q$	=	utbredd last på släntkrön, kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_w$	=	vattnets tunghet, kN/m <sup>3</sup>
$H_w$	=	vattendjup vid släntfot, m
$\mu_q$	=	korrektionsfaktor för yttre last
$\mu_w$	=	korrektionsfaktor för yttre vattenstånd
$\mu_t$	=	korrektionsfaktor för vattenfylld spricka genom torrskorpan

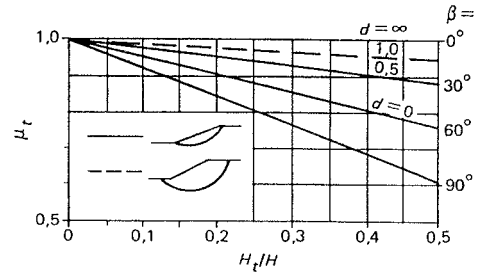
Beteckningar framgår ur Figur 46 där också korrektionsfaktorena kan hämtas.



Korrektionsfaktor för yttre ( $\mu_w$ ) resp inre ( $\mu'_w$ ) vattenstånd



Korrektionsfaktor för yttre last  $\mu_q$



Korrektionsfaktor för sprickor i torrskorpan

Fig. 46. Korrektionsfaktorer för Janbus direktmetod [44], [47].

Anm. Kurvor markerade med  $\beta$  samt faktorerna  $H'_w$  och  $\mu'_w$  används vid dränerad analys

- Odränerad analys

I den odränerade analysen antas skjuvhållfastheten vara konstant med djupet och lika med  $\tau_{fu}$ . Säkerhetsfaktorn för farligaste cirkulärcylindriska glidyta kan då beräknas som

$$F_c = N_0 \frac{\tau_{fu}}{P_d}$$

där  $N_0$  hämtas ur diagrammet i Figur 47.

Den heldragna linjen i diagrammet avser tåcirklar och de streckade linjerna avser bascirklar respektive släntcirklar. Som framgår av diagrammet inverkar djupet till fast botten kraftigt på  $N_o$ . Då djupet till fast botten är stort fås  $N_o = 5.53$  vilket är identiskt med bärighetsfaktorn för en långsträckt ytlast på horisontell mark då brottfiguren antas vara cirkulär-cylindrisk.

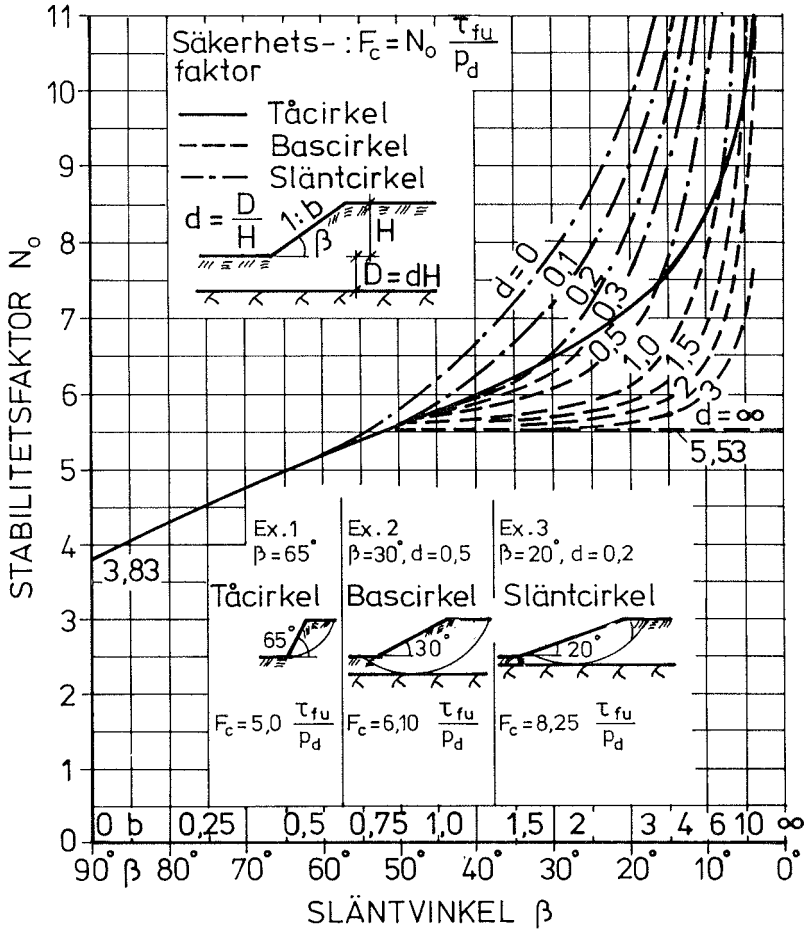


Fig. 47 a. Stabilitetsfaktorns ( $N_o$ ) variation med slänthöjd, släntlutning och djup till fast botten [44], [47].

$N_0$  varierar endast måttligt om cirkeln förskjuts något i sidled vilket innebär att det finns en ganska bred zon inom vilken alla skjuvytor har ungefär samma säkerhetsfaktor.

Upplösningen i diagrammet i Figur 47 a är dålig för flacka slänter. Det har därför ritats om så att  $N_0$  visas som funktion av  $b = \cot\beta$  i Figur 47 b.

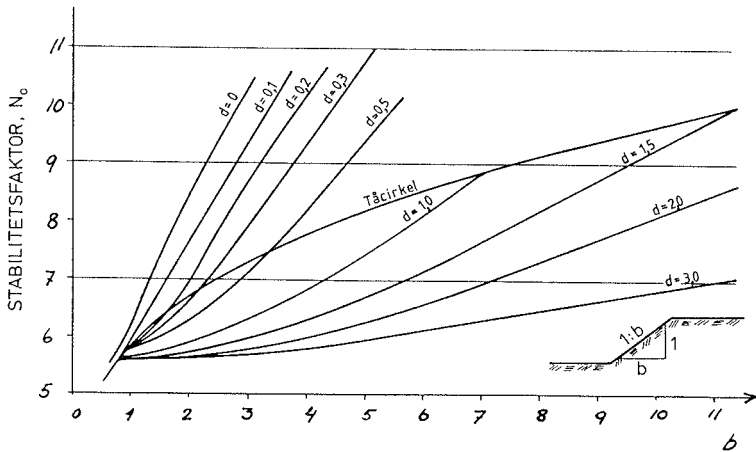


Fig. 47 b. Stabilitetsfaktorns ( $N_0$ ) variation med slänthöjd, slänthlutning och djup till fast botten [48].

Den farligaste glidyntans typ framgår ur Figur 47 a och koordinaterna för cirkelbågens centrum erhålls ur Figur 48.

Då naturliga slänter skall förenklas till den i diagrammen använda geometrin skall man eftersträva att summorna av de tillagda och borttagna momenten blir ungefär lika stora, se Figur 49.

I verkligheten varierar skjuvhållfastheten med djupet och man får då, efter det att cirkelbågens läge är bestämt, beräkna det medelvärde på skjuvhållfastheten som skall sättas in i formeln för beräkning av säkerhetsfaktorn. Den så beräknade säkerhetsfaktorn representerar dock inte nödvändigtvis den farligaste glidyntan utan flera beräkningar med olika radier på cirkelbågen får utföras för att finna minimum. Detta illustreras i Exempel 3.

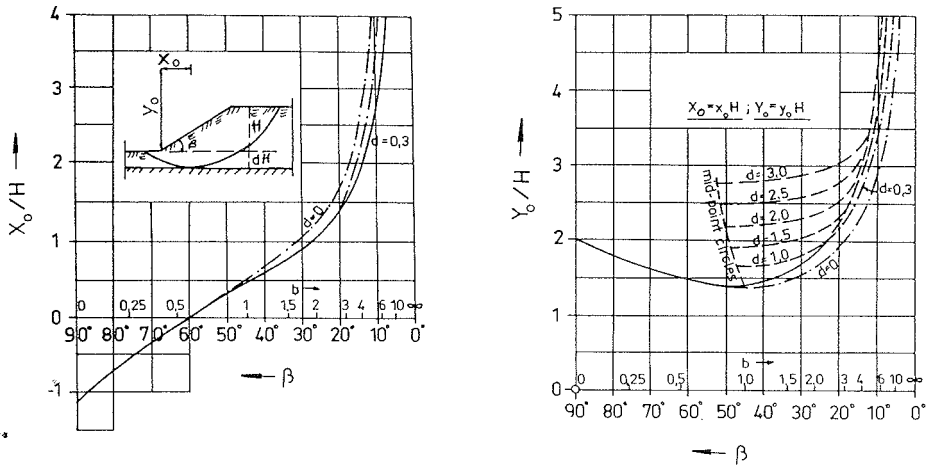


Fig. 48. Koordinater för farligaste glidyttans läge [44].

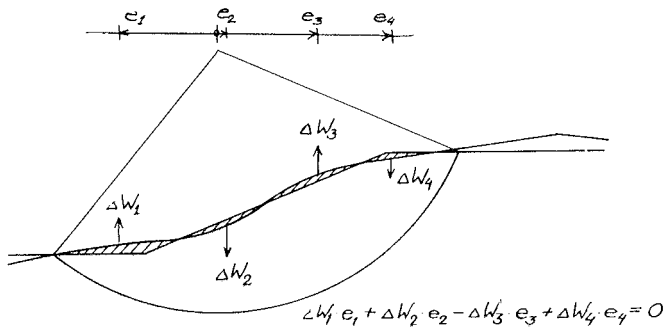


Fig. 49. Regler för förenkling av en naturlig slänt till en idealiserad slänt

### EXEMPEL 1

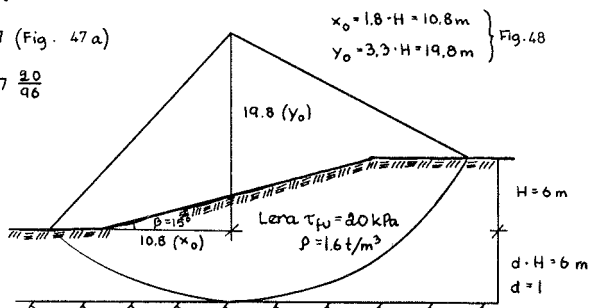
Uppskatta säkerhetsfaktorn för den i figuren visade idealiserade slänten.

$$P_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t} = \frac{16 \cdot 6}{1} = 96$$

$$\left. \begin{array}{l} \beta = 15^\circ \\ d = 1 \end{array} \right\} N_o = 6,7 \text{ (Fig. 47 a)}$$

$$F_c = N_o \frac{\tau_{fu}}{P_d} = 6,7 \frac{20}{96}$$

$$F_c = 1,4$$



### EXEMPEL 2.

Antag att den i det föregående exemplet beskrivna slänten

1. belastas med 10 kPa utbredd last på krönet samtidigt som
2. yttre vattenståndet är 2 m och att
3. torrskorpesprickor ned till ett djup av 1,5 m skall beaktas

$$P_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t} = \frac{16 \cdot 6 + 10 - 10 \cdot 2}{\underbrace{0,98}_{d=1} \cdot \underbrace{0,97}_{d=1} \cdot \underbrace{0,97}_{d=1}} = 93 \text{ kPa}$$

$q/\gamma H = 0,1 \quad H_w/H = 0,33 \quad H_t/H = 0,25$   
 (Figur 46)

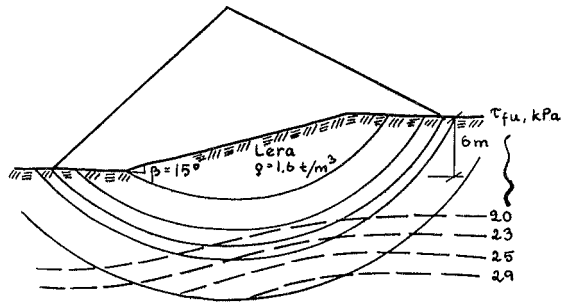
$$\left. \begin{array}{l} \beta = 15^\circ \\ d = 1 \end{array} \right\} N_o = 6,7 \text{ (Figur 47)}$$

$$F_c = N_o \frac{\tau_{fu}}{P_d} = 6,7 \frac{20}{93} = 1,44$$

### EXEMPEL 3.

Skjuvhållfastheten är konstant ned till 10 m. Därefter ökar den med 1,5 kPa/m. Totala lermäktigheten är 30 m. Uppskatta säkerhetsfaktorn mot odränerat brott.





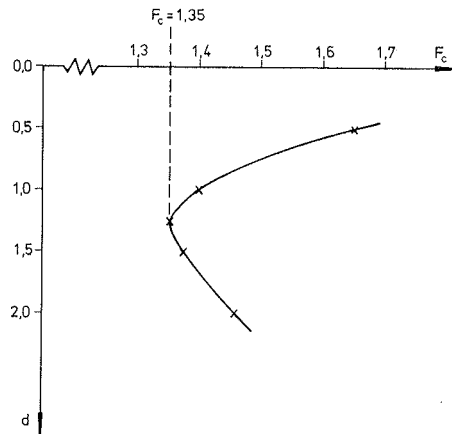
Diagrammen i Figur 47 baseras på att skjuvhållfastheten är konstant med djupet. Så är inte fallet i exemplet och farligaste glidytan kan därför inte bestämmas direkt. Diagrammen kan ändå användas med följande arbetsgång:

1. Ansätt olika djup till fasta botten,  $d_1, d_2 \dots$  o.s.v.
2. Bestäm tillhörande värde på  $N_0$
3. Bestäm läget för respektive cirkel och rita in den i figuren
4. Bestäm ett viktat medelvärde på skjuvhållfastheten utefter de olika glidytona

$$\tau_{fu} = \frac{\sum \Delta l_i \tau_i}{\sum \Delta l_i}$$

5. Beräkna säkerhetsfaktorn för de olika glidytona
6. Avsätt beräknad säkerhetsfaktor för de olika glidytona som funktion av antaget värde på  $d$  i diagram och bestäm minimivärdet

1) Antaget värde på d	2) $N_0$ (Ur Fig. 47)	3) $x_0$ $y_0$ (Ur Fig. 48)		4) $r_{fu}$ (Ur uppritade cirkelbågar)	5) $F =$ $n N_0 \frac{r_{fu}}{P d}$
0,5 H	7,9	1,8 H	2,5 H	20	1,65
H	6,7	1,8 H	2,7 H	20	1,40
1,25 H	6,4	1,8 H	2,75 H	20,4	1,36
1,5 H	6,2	1,8 H	2,8 H	21,3	1,38
2 H	6,0	1,8 H	3 H	23,3	1,46



- *Dränerad analys*

Bedömningen av säkerhetsfaktorn vid dränerad analys är något mer komplicerad och de här presenterade diagrammen är avsedda endast för tåcirklar.

Vid användning av direktmetoden för dränerad analys införs parametrarna

$$p_e = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H'_w}{\mu'_w}$$

och

$$\lambda_{c\phi} = \frac{p_e \tan \phi'}{c'}$$

där  $H'_w$  är inre vattenstånd, se Figur 46, och  $\mu'_w$  tillhörande korrektionsfaktor enligt samma figur.

I det fall  $c' > 0$  kan säkerhetsfaktorn för farligaste tåcirkel beräknas ur

$$F_{c\phi} = N_{cf} \frac{c'}{p_d}$$

och i det fall  $c' = 0$  blir

$$F_{c\phi} = \frac{p_e}{p_d} b \tan \phi'$$

Stabilitetsfaktorn  $N_{cf}$  hämtas ur diagrammet i Figur 50 och koordinaterna för den kritiska tåcirkelns läge hämtas ur diagrammen i Figur 51.

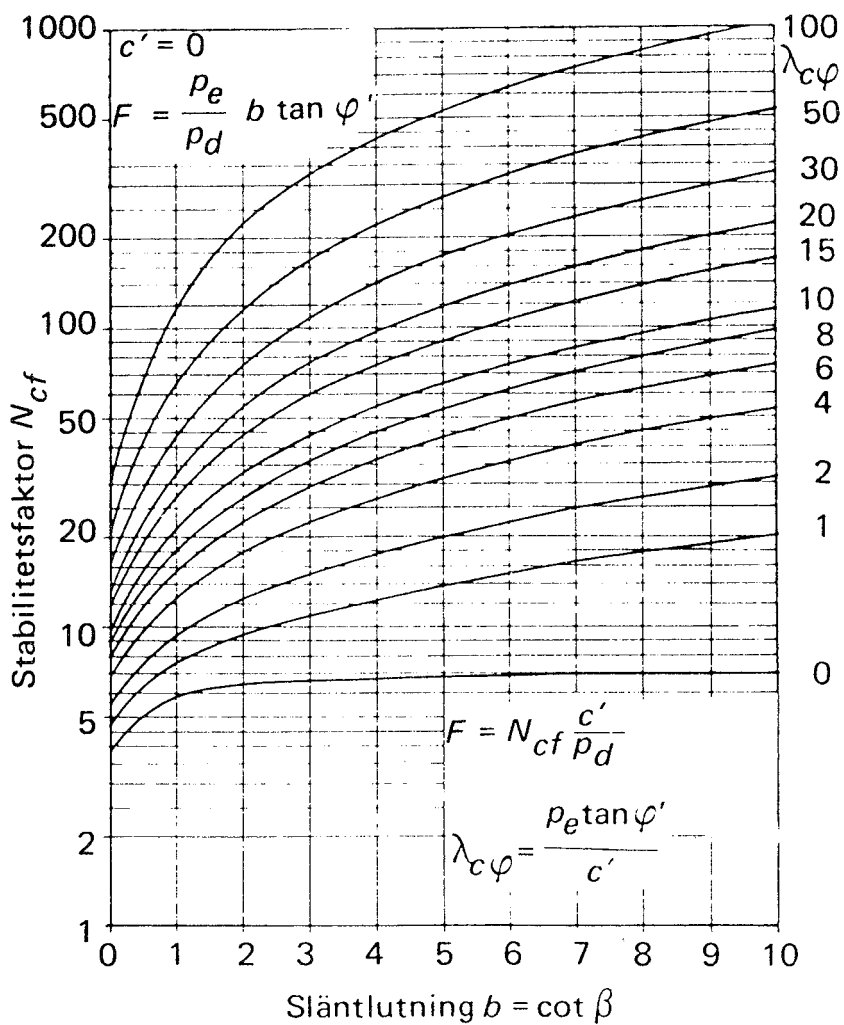
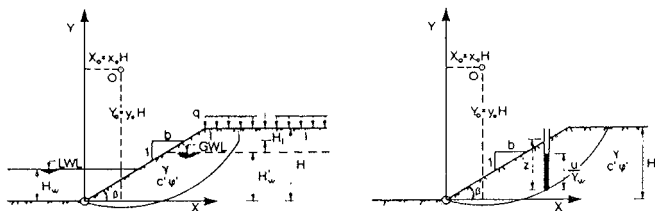


Fig. 50. Bestämning av stabilitetsfaktorn  $N_{cf}$  [44], [47].



$$p_d = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_a \mu_w \mu_i}$$

$$p_d = \gamma H \quad p_e = (1 - r_u) \gamma H$$

$$r_u = \frac{u}{\gamma z}$$

$$p_e = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w'}{\mu_a \mu_w'}$$

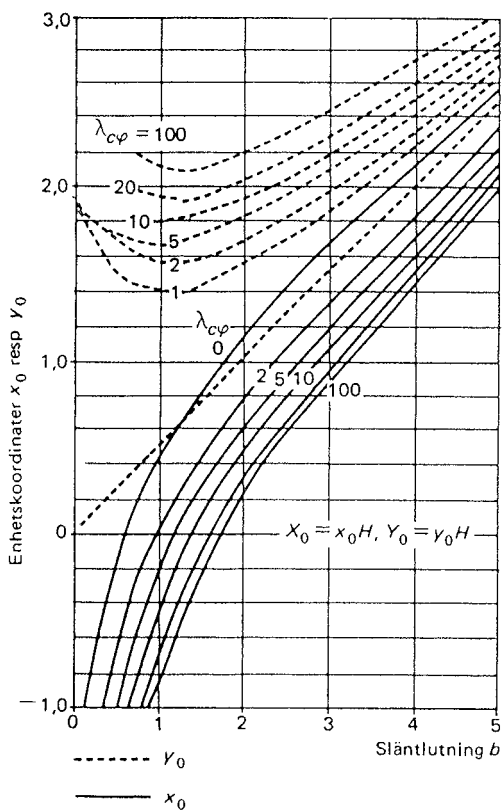


Fig. 51. Bestämning av koordinater för kritiska tåcirkelns centrum [44], [47].

Den farligaste glidyttans läge är starkt beroende av hur stor del av hållfastheten som utgörs av kohesion; ju högre friktionsandel desto grundare glidytt. I det fall  $c' = 0$  går glidyttan i släntens överytta.

Diagrammen förutsätter att portrycket är hydrostatiskt med en horisontell 0-trycksnivå. Vid uppmätning av portryckssituationen i slänten erhålls oftast en avvikande bild. Detta kan beaktas genom att glidyttan, efter det att dess läge bestämts, delas in i ett antal cirkelsegment och parametern  $r_u = u/\gamma z$  bestäms för varje segment och ett medelvärde;

$$r_u = \frac{\sum r_{ui} \Delta l_i}{\sum \Delta l_i}$$

beräknas, Figur 52. Därefter beräknas parametern  $p_e$  som

$$p_e = (1 - r_u) \gamma H$$

och används sedan vid beräkning av  $\lambda_{c\phi}$ .

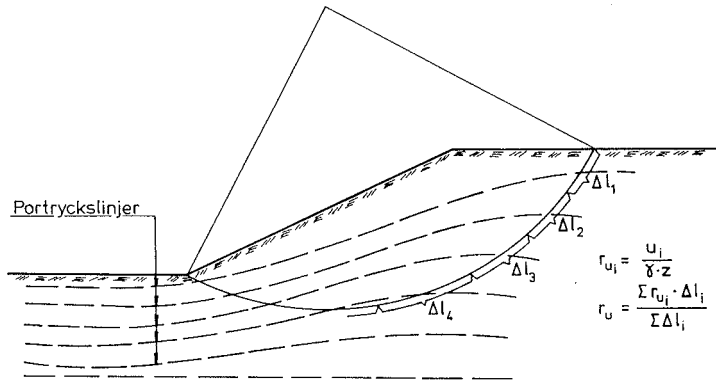
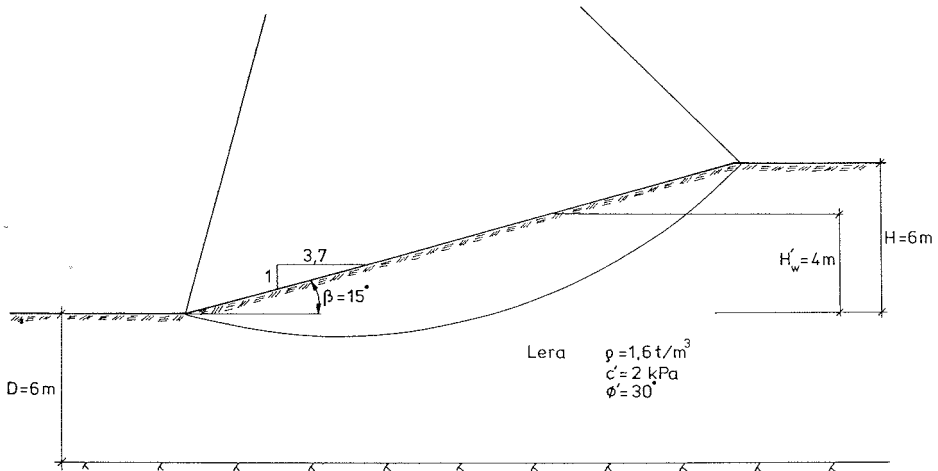


Fig. 52. Beräkning av parametern  $r_u$  för en slänt då portrycksfördelningen är känd.

# EXEMPEL 1

Uppskatta säkerhetsfaktorn för den i figuren visade slänten.



$$P_d = \frac{\gamma H + q + \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w \mu_t} = \frac{16 \cdot 6}{1} = 96 \text{ kPa}$$

$$P_e = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \mu_w} = \frac{16 \cdot 6 - 10 \cdot 4}{1 \cdot 0,97} = 58 \text{ kPa}$$

$$\lambda_{c\phi} = \frac{P_e \cdot \tan \phi'}{c'} = \frac{58 \cdot 0,58}{2} = 16,8$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_{c\phi} = 16,8 \\ b = 3,7 \end{array} \right\} N_{cf} = 75 \text{ (Figur 50)}$$

$$F_{c\phi} = 75 \cdot \frac{2}{96} = 1,56$$

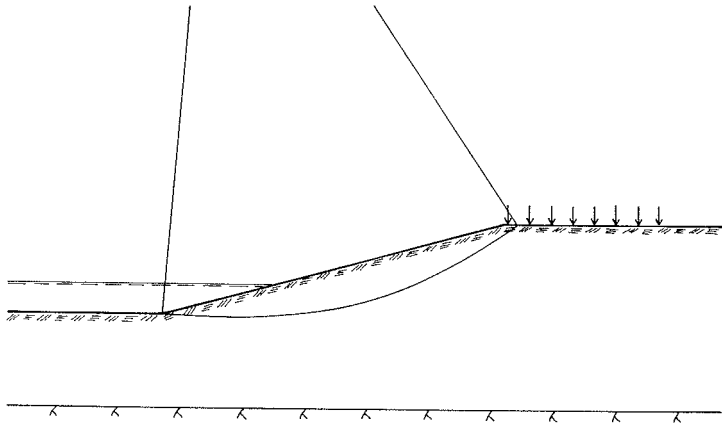
$$X_0 = 1,0 H = 6 \text{ m}$$

$$Y_0 = 3,7 H = 22,2 \text{ m}$$

## EXEMPEL 2

Antag att slänten i det föregående exemplet

1. belastas med 10 kPa på krönet samtidigt som
2. yttre vattenståndet är 2 m och att
3. man skall beakta att torrspäckor kan förekomma till ett djup av 1,5 m



$$p_d = \frac{\gamma \cdot H + q - \gamma_w H_w}{\mu_q \cdot \mu_t \cdot \mu_w} = \frac{16 \cdot 6 + 10 - 10 \cdot 2}{0,98 \cdot 0,97 \cdot 0,97} = 93 \text{ kPa}$$

$\underbrace{\qquad}_{\beta=15^\circ} \quad \underbrace{\qquad}_{\beta=15^\circ} \quad \underbrace{\qquad}_{\beta=15^\circ}$   
 $q/\gamma H = 0,1 \quad H_w/H = 0,33 \quad H_t/H = 0,25$   
 Figur 46

$$p_e = \frac{\gamma H + q - \gamma_w H'_w}{\mu_q \cdot \mu'_w} = \frac{16 \cdot 6 + 10 - 10 \cdot 4}{0,98 \cdot 0,97} = 69 \text{ kPa}$$

$\underbrace{\qquad}_{\beta=15^\circ} \quad \underbrace{\qquad}_{\beta=15^\circ}$   
 $q/\gamma H = 0,1 \quad H'_w/H = 0,67$   
 Figur 46

$$\lambda_{c\beta} = \frac{69 \cdot 0,58}{2} = 20$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_{c\beta} = 20 \\ b = 3,7 \end{array} \right\} N_{cf} = 90$$

$$F_{c\beta} = 90 \cdot \frac{2}{93} = 1,93$$

$$x_o = 0,5 H = 3 \text{ m}$$

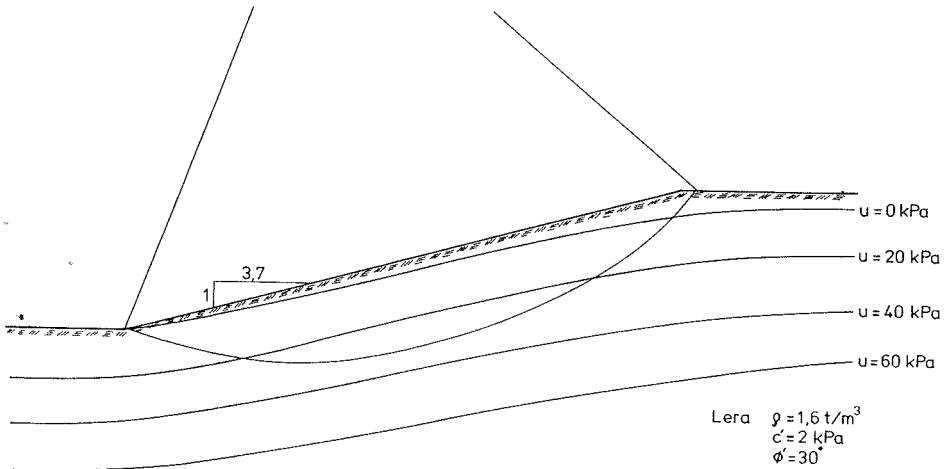
$$y_o = 6 H = 36 \text{ m}$$

Anmärkning: Ökningen i säkerhetsfaktor jämfört med föregående exempel beror främst på ökningen i yttre vattenstånd.



### EXEMPEL 3

Omfattande portrycksmätningar har visat att de maximala portrycken i slänten kan antas variera enligt figur. Uppskatta säkerhetsfaktorn enligt dränerad analys. Erforderliga data finns i figuren.



En förenklad portrycksbild ger en grundvattenyta strax under markytan ( $H'_w \approx H-1$ ). Detta ger:

$$\lambda_{c\phi} \approx \frac{(96 - 50) \cdot 0,58}{2} \approx 13,5$$

vilket ger koordinaterna för den kritiska tåcirkelns ungefärliga centrum. Ur figuren erhålls:

$$\bar{r}_u = \frac{\sum r_u \Delta l}{\sum \Delta l} \approx 0,48$$

$$p_d = \gamma \cdot H = 6 \cdot 16 = 96$$

$$p_e = (1 - \bar{r}_u) \cdot p_d = 0,52 \cdot 96 = 50$$

$$\lambda_{c\phi} = \frac{50 \cdot 0,58}{2} = 14,5$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_{c\phi} = 14,5 \\ b = 3,7 \end{array} \right\} N_{cf} = 68$$

$$F_{c\phi} = 68 \frac{2}{96} = 1,42$$

### 7.2.2.2 Plana glidytor

Då en slänts utsträckning är lång i förhållande till jordlagrens mäktighet kan glidytor uppstå som löper parallellt med markytan längs fasta botten eller i svagare skikt i jordprofilen, Figur 53. Om glidytan är tillräckligt lång kan man beräkningsmässigt bortse från de krafter som uppträder vid glidykans övre och nedre delar i form av aktivt respektive passivt jordtryck.

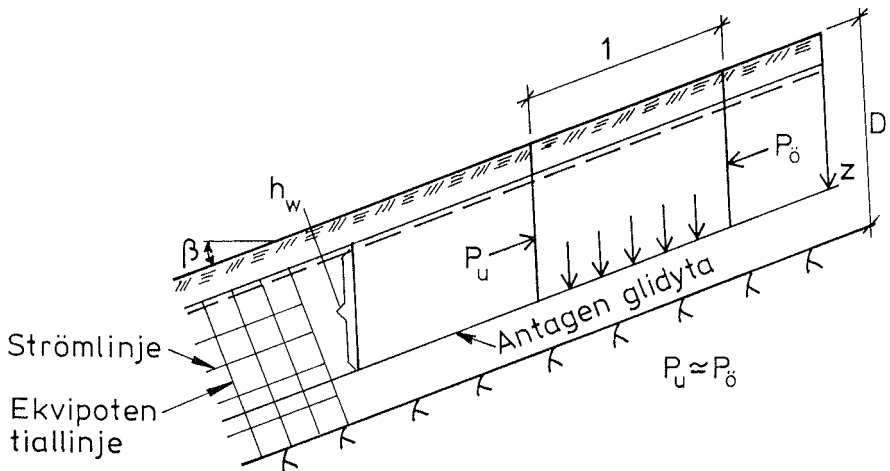


Fig. 53. Långsträckt glidyta med grundvattenytan parallell med markytan.

- Odränerad analys

Den mobiliserade skjuvspänningen  $\tau$  beräknas som

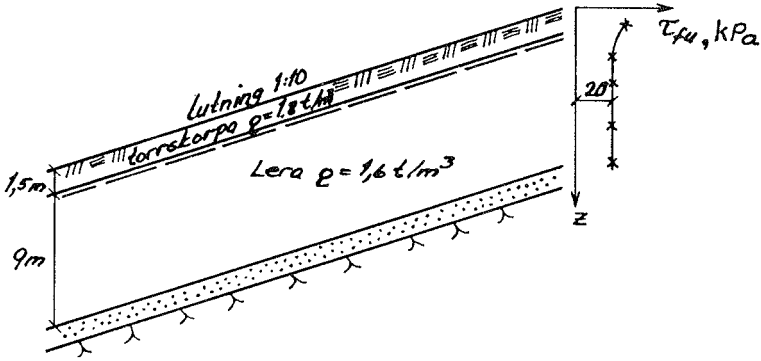
$$\tau = \gamma z \sin\beta \cos\beta$$

och säkerhetsfaktorn erhålls ur

$$F_c = \frac{\tau_{fu}}{\tau} = \frac{\tau_{fu}}{\gamma z \sin\beta \cos\beta}$$

EXEMPEL

En långsträckt slänt med data enligt figur har lutningen 1:10. Uppskatta säkerhetsfaktorn mot odränerat brott.



Eftersom skjuvhållfastheten i detta fall är konstant med djupet går den farligaste glidytan på största möjliga djup,  $z = 10,5 \text{ m}$ .

Anmärkning: Är skjuvhållfastheten konstant med djupet går den farligaste glidytan i lerans underkant. Varierar hållfastheten däremot med djupet kan farligaste glidytan finnas genom att utföra beräkning av säkerhetsfaktorn för ett antal glidytor på olika djup.

- Dränerad analys

I detta fall är skjuvhållfastheten  $\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi'$  där

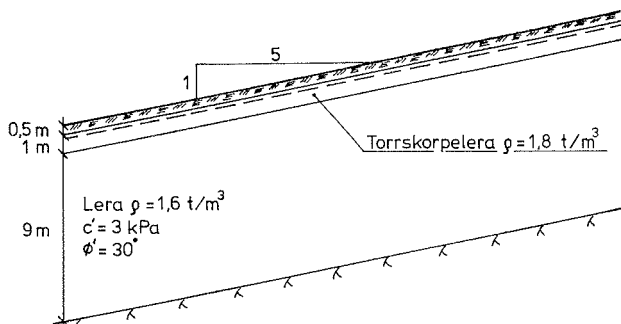
$$\sigma' = (\gamma z - \gamma_w h_w) \cos^2 \beta$$

och säkerhetsfaktorn  $F_{c\phi}$  mot dränerat brott blir

$$F_{c\phi} = \frac{c'}{\gamma z \sin \beta \cos \beta} + \frac{\gamma z - \gamma_w h_w}{\gamma z} \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \beta}$$

## EXEMPEL

En långsträckt slänt med data enligt figur har lutningen 1:5.  
Uppskatta säkerheten mot dränerat brott.



$$F_{c\phi} = \frac{3}{(1,5 \cdot 1,8 + 9 \cdot 1,6) \cdot 0,196 \cdot 0,981} + \frac{1,5 \cdot 1,8 + 9 \cdot 1,6 - 10 \cdot 10}{1,5 \cdot 1,8 + 9 \cdot 1,6} \cdot \frac{0,58}{0,2} \approx 1,3$$

Eftersom  $c'$  och  $\phi'$  i exemplet är konstanta med djupet och portrycket är hydrostatiskt återfinns den farligaste glidyten på största möjliga djup,  $z = 10,5$  m.

Anmärkning: Säkerheten i en ren friktionsjord där  $c' = 0$  i helt torrt eller helt vattendränkt tillstånd utan vattenströmning (under-vattensslänt) fås som

$$F_{\phi} = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta}$$

En slänt med ren friktionsjord kan alltså, oberoende av släntens längd, normalt inte stå i brantare lutning än dess inre friktionsvinkel  $\phi'$ . Att man i naturen eller vid schaktning kan finna slänter med brantare lutning beror på cementeringskrafter mellan kornen och/eller kapillärkrafter som ger upphov till negativa portryck och skenbar kohesion.

Metoden kan endast användas för överslagsberäkningar för glidytor vars längd är stor i förhållande till djupet. I annat fall måste beräkningen utföras med insättande av aktivt jordtryck mot glidkroppens överdel respektive passivt jordtryck mot dess nederdel. Alternativt används beräkningsmetoder med sammansatta glidytor eller glidytor av godtycklig form.

## 7.2.3 Lamellmetoder

### 7.2.3.1 Cirkulär-cylindriska glidytor

Ofta går den tänkta glidytan genom ett eller flera jordmaterial som kan utgöras av såväl friktions- som kohesionsjord och där hållfasthetsparametrarna varierar med djupet. I detta fall används lamellmetoder för beräkning av stabiliteten. Vid enklare beräkningar antas att glidytan är cirkulär-cylindrisk.

Den tänkta glidkroppen indelas då i lameller där hållfasthetsegenskaperna kan antas vara konstanta utefter glidytan i varje lamell, Figur 54.

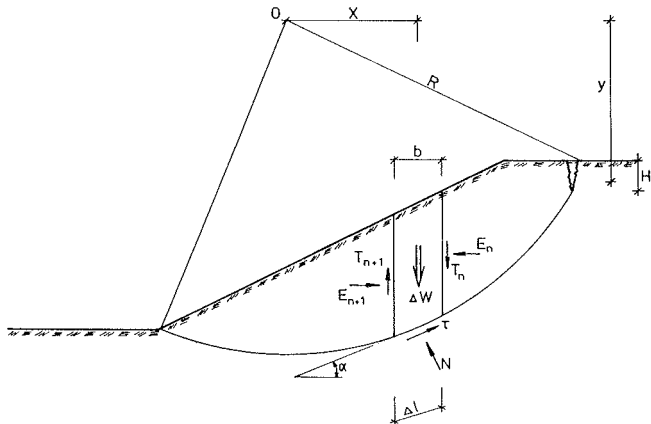


Fig. 54. Indelning av cirkulär-cylindrisk glidkropp i lameller med angivande av de krafter som verkar på ett enskilt element.

Jämvikten för varje lamell och för glidkroppen som helhet studeras sedan. De i figuren angivna storheterna betecknar:

- $E_n$  = resultant till horisontella jordtrycket mot lamellgränsen  $n$ , kN/m  
 $T_n$  = vertikal tvärkraft i lamellgränsen  $n$ , kN/m  
 $\Delta l$  = båglängd, m  
 $\Delta W$  = lamellens egenvikt, kN/m ( $\gamma bh$ )  
 $b$  = lamellens bredd, m  
 $h$  = lamellens höjd, m  
 $x$  = hävarm, m  
 $R$  = cirkelns radie, m  
 $N$  = normalkraft mot glidytan, kN/m  
 $u$  = portryck i glidytan, kN/m<sup>2</sup>  
 $\alpha$  = glidytagens lutning mot horisontalplanet, °  
 $H_t$  = djup för vattenfylld spricka genom torrskorpa, m  
 $y$  = momentarm, m

Momentjämvikt för hela glidkroppen kring  $O$  ger \*)

$$F_{c\phi} = \frac{R \sum [c' \Delta l + (\Delta W \cos \alpha - u \Delta l) \tan \phi' + (T_n - T_{n+1}) \cos \alpha - (E_n - E_{n+1}) \sin \alpha] \tan \phi'}{\sum \Delta W x + y \frac{\gamma_w H_t^2}{2}}$$

För skikt med kohesionsjord där odränerad skjuvhållfasthet är dimensionerande byts  $c'$  mot  $\tau_{fu}$  och  $\phi' = 0$ . Vid beaktande av skjuvhållfasthetsanisotropi modifieras  $\tau_{fu}$  med ledning av glidytagens lutning i lamellen  $\alpha$ .

\*) För mer detaljerad härledning av formler i detta stycke se t.ex. Sällfors (1985) [46] och Janbu (1954) [44].

Porvattentrycket  $u$  erhålls ur de uppritade trycklinjerna för dimensionerande portryck i slänten. I de fall ett yttre vattentryck verkar mot släntens nederdel beräknas lamellens effektiva egenvikt med insättande av effektiv tunghet  $\gamma'$  för jordmaterialet under vatten för den del av lamellen som befinner sig under den yttre vattenytans nivå. Som portryck insätts endast den del av portrycket,  $u_e$ , som överskrider det hydrostatiska vattentrycket från den yttre vattenytans nivå, Figur 55.

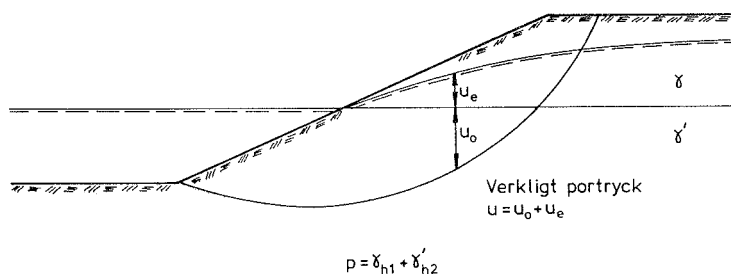


Fig. 55. Portryck och tungheter vid yttre vattentryck.

Vid den enklaste formen av lamellberäkningar försummas inverkan av såväl normal- som tvärkrafter i lamellgränserna. I detta fall blir säkerhetsfaktorn

$$F_{c\phi} = \frac{\sum (c' \Delta l + (\Delta W \cos \alpha - u_e \Delta l) \tan \phi')}{\sum \Delta W \sin \alpha + \frac{\gamma \gamma_w H_t^2}{R \cdot 2}} \quad 1)$$

1) Vanligen kallad "Hultin-Petterssons metod", "Fellenius method", "Swedish method" eller "Ordinary method of slices".

Denna förenkling leder oftast till en underskattning av säkerhetsfaktorn, speciellt vid djupa glidytor och där dränerad skjuvhållfasthet utgör en stor del av den dimensionerande hållfastheten.

För att kunna ta hänsyn till krafterna i lamellgränsen studeras också den enskilda lamellens jämvikt. Detta leder till följande uttryck för säkerhetsfaktorn

$$F_{c\phi} = \frac{\sum \frac{c' b + (\Delta W - bu_e + T_n - T_{n+1}) \tan \phi'}{(1 + \tan \phi' \tan \alpha / F_{c\phi}) \cos \alpha}}{\sum \Delta W \sin \alpha + \frac{\gamma \gamma_w H_t^2}{R} \frac{1}{2}} \quad 2)$$

I denna ekvation finns faktorn  $F_{c\phi}$  på båda sidor och vid dränerad analys fordras en iterativ process för lösningen. Vid praktiska beräkningar nöjer man sig ofta med det värde som erhålls vid försummande av termen  $T_n - T_{n+1}$ . Därvid underskattas säkerheten också något men i mindre grad.

Införs  $p = \Delta W / b$  och  $m_\alpha = \cos \alpha (1 + \tan \phi' \tan \alpha / F_{c\phi})$  erhålls

$$F_{c\phi} = \frac{\sum \frac{(c' + (p - u_e) \tan \phi') b}{m_\alpha}}{\sum p b \sin \alpha + \frac{\gamma \gamma_w H_t^2}{R} \frac{1}{2}} \quad 3)$$

där  $m_\alpha$  vid handberäkning kan tas ur Figur 56.

2) Vanligen kallad "Bishop's rigorous method"

3) Vanligen kallad "Bishop's simplified method"

Andra vanligen använda metoder och vilka jämviktsvillkor de uppfyller presenteras i [49].



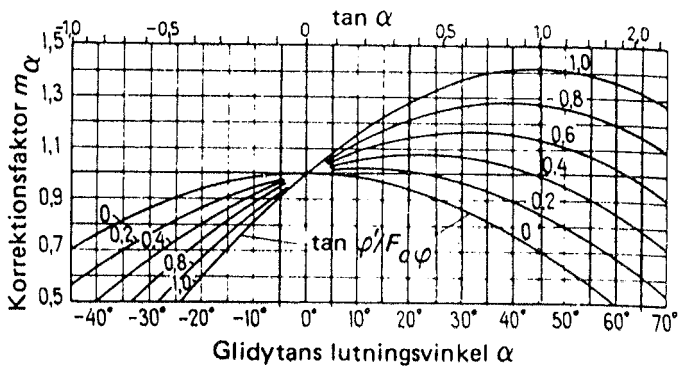
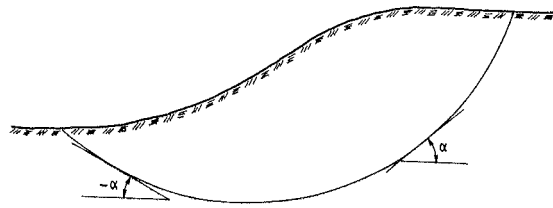


Fig. 56.  $m_\alpha$  som funktion av  $\alpha$  och  $\tan \phi_c / F_\alpha \phi$  [44].

Då  $F_{c\phi}$  ingår i uttrycket för  $m_\alpha$  måste man först anta ett värde på  $F_{c\phi}$ , vilket sedan skall överensstämma med det som erhålls vid beräkningen. Beräkningsmetoden fordrar således iteration men konvergens erhålls mycket snabbt.

(Vid en rigorös analys måste också tvärkrafterna i lamellgränserna beaktas. För att erhålla rätt storlek på dessa fordras att man tar hänsyn till alla jämviktsvillkor vilket medför mer beräknings- och iterationsarbete, se glidytor av godtycklig form.)

Vid användning av cirkulär-cylindriska glidytor skall man beakta att glidytorerna inte får bli för branta i aktiv- och passivzonerna. Genom att använda klassisk jordtrycksteori och de därmed förknippade brottvinklarna kan en möjlig geometri för glidytan bestämmas, Figur 57.

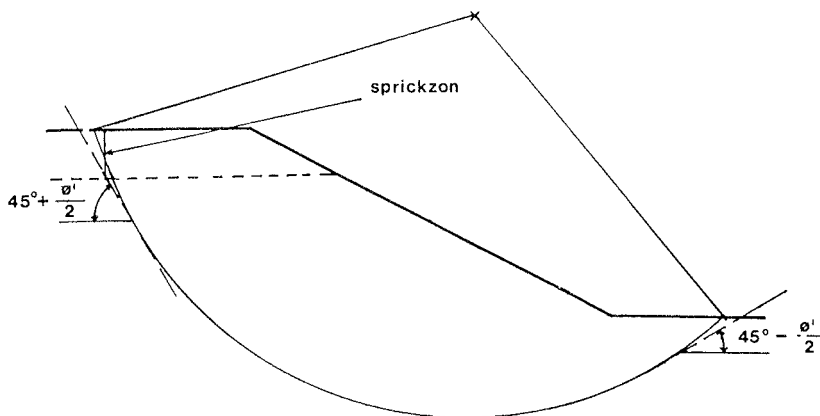
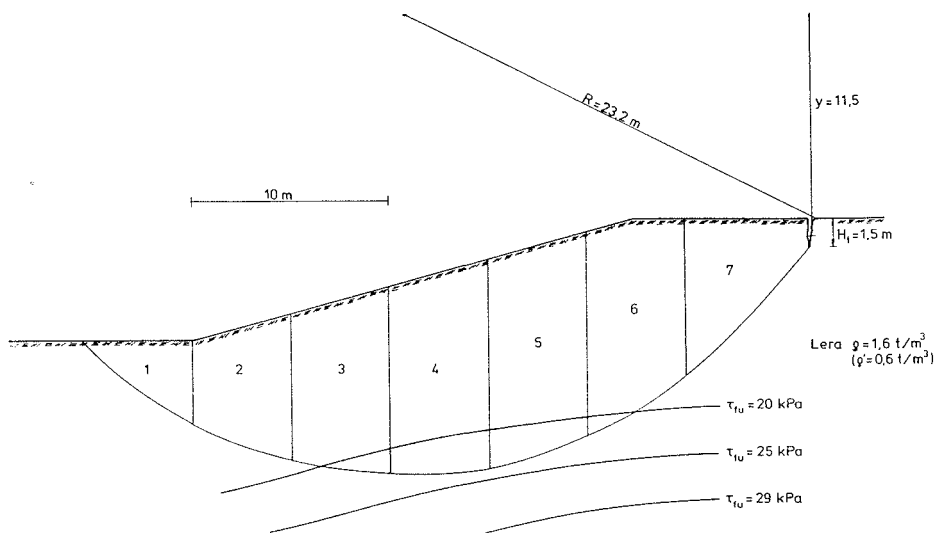


Fig. 57. Begränsningar för möjliga lutningar för glidytor i friktionsjord och överkonsolideradkohesionsjord där dränerad hållfasthet är dimensionerande.

## EXEMPEL 1

Beräkna säkerheten mot odränerat brott för den i figuren visade slänten med antagande av en 1,5 m djup vattenfylld spricka i överkanten. Jorden består av lera med densiteten  $1,6 \text{ t/m}^3$  (effektiv densitet  $0,6 \text{ t/m}^3$ ). Skjuvhållfasthet och övriga parametrar framgår av figuren. Den farligaste glidyttans ungefärliga läge kan uppskattas med hjälp av diagrammen för direktmetoden.



Lamell	$\alpha$ o	$\sin \alpha$	b m	p kN/m	$\tau_{fu}$ kN/m	$A' = \tau_{fu} \cdot b$ kN/m	$m_{\alpha}$	$A'/m_{\alpha}$ kN/m	b · p sin $\alpha$ kN/m	$\frac{y}{R} \gamma_w \frac{H_1^2}{2}$ kN/m
1	-37	-0,60	5,5	40	2,0	110	0,80	138	-132	
2	-22	-0,37	5	96	2,0	100	0,92	109	-177	
3	-9	-0,16	5	136	2,1	105	0,99	106	-109	
4	1	0,01	5	163	2,4	120	1,00	120	8	
5	20	0,35	5	168	2,3	115	0,93	124	294	
6	30	0,50	5	155	2,0	100	0,87	115	388	
7	48	0,74	6,2	80	2,0	124	0,66	188	367	6
$\Sigma$								900	639	6

$$F_c = \frac{900}{639 + 6} = 1,40$$

Anmärkning: Den beräknade säkerhetsfaktor gäller för den betraktade glidyttan. Säkerhetsfaktor för andra glidyttor skall också kontrolleras, speciellt i skiktad jord och i jord med mycket varierande hållfasthetsegenskaper. I homogen jord är den farligaste glidyttan normalt belägen i en relativt bred zon där glidyttorna beräkningsmässigt har ungefär samma säkerhetsfaktor.

## EXEMPEL 2

Beräkna säkerheten mot odränerat brott för glidytan i föregående exempel då ett 2 m yttre vattenstånd verkar mot släntens nederdel.

I detta fall beräknas trycken i den undre lamellgränsens mittpunkt med insättning av effektiv densitet för jord belägen under den yttre vattenytans nivå.

Lamell	$\alpha$ o	$\sin \alpha$	b m	p kN/m <sup>2</sup>	$\tau_{fu}$ kN/m <sup>2</sup>	$A' = \tau_{fu} \cdot b$ kN/m	$m_\alpha$	$A'/m_\alpha$ kN/m	b · p · sin α kN/m	$\frac{Y}{R} \gamma_w \frac{H_t^2}{2}$ kN/m	
1	-37	-0,60	5,5	15	20	110	0,80	138	-50		
2	-22	-0,37	5	36	20	100	0,92	109	-67		
3	-9	-0,16	5	51	21	105	0,99	106	-41		
4	1	0,01	5	74	24	120	1,00	120	4		
5	20	0,35	5	89	23	115	0,93	124	156		
6	30	0,50	5	98	20	100	0,87	115	245		
7	48	0,74	6,2	70	20	124	0,66	188	321	6	
$\Sigma$									900	568	6

$$F_c = \frac{900}{568+6} = 1,57$$

## EXEMPEL 3

Beräkna säkerheten mot odränerat brott för glidytan i det första exemplet med beaktande av troliga anisotropieffekter då leran har en flytgräns av 40 %.  $w_L=40\%$  motsvarar normalt ett  $K_{q(NC)}$ -värde av 0,45 (se avsnitt 5.2.1.4).

Lamell	$\alpha$ o	$\sin \alpha$	b m	p kN/m <sup>2</sup>	$\tau_{fu}$ kN/m <sup>2</sup>	$A' = \tau_{fu} \cdot b$ kN/m	$m_\alpha$	$A'/m_\alpha$ kN/m	b · p · sin α kN/m	$\frac{Y}{R} \gamma_w \frac{H_t^2}{2}$ kN/m	
1	-37	-0,60	3,5	40	15	82,5	0,80	103	-132		
2	-22	-0,37	5	96	16	80	0,92	87	-177		
3	-9	-0,16	5	126	18	90	0,99	91	-109		
4	1	0,01	5	163	24	120	1,00	120	8		
5	20	0,35	5	168	30	150	0,93	161	294		
6	30	0,50	5	155	29	145	0,87	167	388		
7	48	0,74	6,2	80	33	205	0,66	310	367	6	
$\Sigma$									1039	639	6

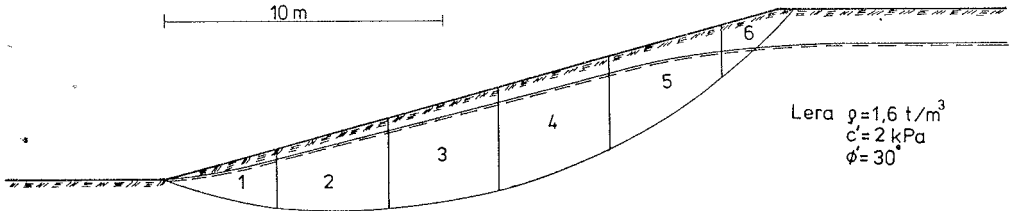
$$F_c = \frac{1039}{639+6} \approx 1,61$$

Anmärkning: Den på detta vis beräknade säkerhetsfaktor får inte användas utan att de antagna hållfasthetsvärdena bekräftats genom kompletterande laboratorieprovning.

EXEMPEL 4.

Beräkna säkerheten mot dränerat brott för den i figuren visade slänten.

Porvattentrycken antas vara hydrostatiska från angiven grundvattenyta.



Antag  $F \approx 1,4$

Lamell	b m	$\alpha$ o	$\sin \alpha$	p kPa	$u_e$ kPa	$[c' + (p - u) \tan \phi'] \cdot b$ (A) kN/m	$m \alpha$	$A^0 / m \alpha$ kN/m	$p \cdot b \cdot \sin \alpha$ kN/m
1	4	-17	0,29	17,6	9	28,0	0,85	32,9	-20,4
2	4	0	0	44,8	23	58,6	1	58,6	0
3	4	8	0,14	56	30	68,3	1,04	65,7	31,4
4	4	20	0,34	59,2	31	33,4	1,08	60,0	80,5
5	4	31	0,52	46,4	21	66,9	1,07	62,5	96,5
6	2,6	42	0,67	19,2	1	32,6	1,01	32,3	33,4
$\Sigma$								320,0	221,4

$$F_{c\phi} = 320 / 221,4 \approx 1,45$$

Anmärkning: Beräkningar av denna typ är mycket känsliga för antaganden om porvattentryck och portryckssituationen måste vara väl klarlagd. För det aktuella fallet skulle ett antagande av ett portryck som är hydrostatiskt från markytan i slänten sänka den beräknade säkerhetsfaktorn till 1,15.

EXEMPEL 5.

Beräkna säkerheten mot dränerat brott i slänten i exemplet ovan vid ett yttre vattenstånd av 1 m.

Antag  $F \approx 1,4$

Lamell	b m	$\alpha$ o	$\sin \alpha$	p kPa	$u_e$ kPa	$[c' + (p - u_e) \tan \phi'] \cdot b$ (A'), kN/m	$m_\alpha$	$A'/m_\alpha$ kN/m	$p \cdot b \cdot \sin \alpha$ kN/m
1	4	-17	-0,29	6,6	0	23,3	0,85	27,4	-7,7
2	4	0	0	22,8	4	51,6	1	51,6	0
3	4	8	0,14	37	12	66,0	1,04	63,5	20,7
4	4	20	0,34	50,2	22	73,4	1,08	68,0	68,3
5	4	31	0,52	46,4	21	66,9	1,07	62,5	96,5
6	2,6	42	0,67	19,2	1	32,6	1,01	32,3	33,4
$\Sigma$								305,3	211,2

$$F_{c\phi} = 305,3 / 211,2 \approx 1,45$$

Anmärkning: Att ingen ökning i säkerhetsfaktor erhålls vid ett yttre vattenstånd av 1,0 m beror på att den stabiliserande effekten helt kompenseras av minskande mothållande krafter på grund av portryckshöjning och minskande effektivspänningar.

EXEMPEL 6.

Beräkna säkerheten mot dränerat brott, i slänten i exemplet ovan, vid 2 m yttre vattenstånd.

Antag  $F \approx 1,4$                       Antag  $F \approx 1,55$

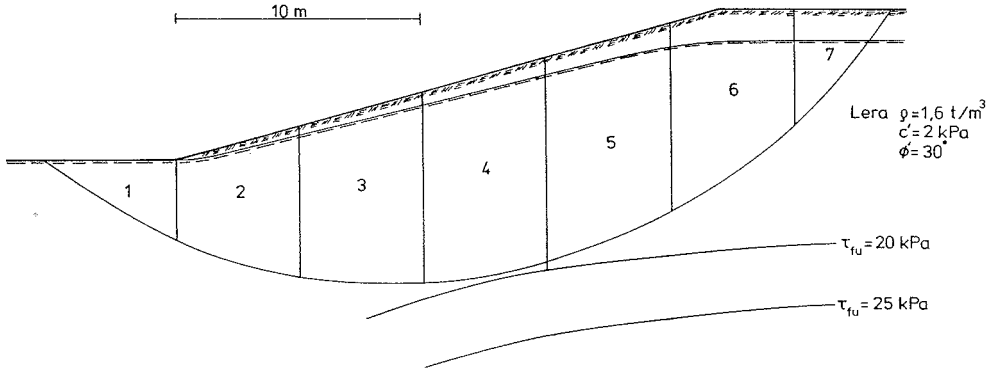
Lamell	b m	$\alpha$ o	$\sin \alpha$	p kPa	$u_e$ kPa	$[c' + (p - u_e) \tan \phi'] \cdot b$ (A'), kN/m	$m_{\alpha_1}$	$A'/m_{\alpha_1}$ kN/m	$p \cdot b \cdot \sin \alpha$ kN/m	$m_{\alpha_2}$	$A'/m_{\alpha_2}$ kN/m
1	4	-17	-0,29	6,6	0	23,3	0,85	27,4	-7,7	0,87	26,8
2	4	0	0	16,8	0	47,0	1	47,0	0	1	47,0
3	4	8	0,14	27	4	61,4	1,04	59,0	15,1	1,03	59,6
4	4	20	0,34	40,2	12	73,4	1,08	68,0	54,7	1,06	69,2
5	4	31	0,52	46,4	21	66,9	1,07	62,5	96,5	1,04	64,3
6	2,6	42	0,67	19,2	1	32,6	1,01	32,3	33,4	0,98	33,3
$\Sigma$								296,2	192,0		300,2

$$(F_1 = 296,2 / 192,0 \approx 1,54 \gg 1,4)$$

$$F_{c\phi} = 300,2 / 192,0 \approx 1,56$$

EXEMPEL 7.

Beräkna säkerheten för den i figuren visade slänten med användning av kombinerad analys.



Antag  $F \approx 1.2$

Lamell	b m	$\alpha$ o	$\sin\alpha$	$p$ kPa	$u$ kPa	$\tau_{fu}$ kPa	$c'$ kPa	$\phi'$ o	$\tau_{fu} \cdot b$ ( $A'_{\tau_{fu}}$ )	$[c' + (p-u)\tan\phi']b$ ( $A'_{\phi'}$ ) kN/m	$m\alpha(\tau_{fu})$	$m\alpha(\phi')$	$(A'/m\alpha)\tau_{fu}$ kN/m	$(A'/m\alpha)\phi'$ kN/m	$(A'/m\alpha)_{\min}$ kN/m	$b \cdot p \cdot \sin\alpha$ kN/m
1	5	-30	-0.5	304	19	20	2	30	100	43.1	0.87	0.61	115	71	71	-76
2	5	-17	-0.29	78.4	46	20	2	30	100	104.0	0.96	0.81	104	128	104	-114
3	5	-3	-0.06	112	65	20	2	30	100	146.3	1	1	100	146	100	-20
4	5	8	0.14	32.8	77	20	2	30	100	171.8	0.99	1.06	101	162	101	93
5	5	21	0.37	29.6	73	20	2	30	100	174.1	0.93	1.11	108	157	108	240
6	5	32	0.53	18.8	93	20	2	30	100	171.8	0.86	1.11	118	155	118	288
7	3.6	50	0.77	42.2	16	20	2	30	72	64.0	0.64	1.02	113	63	63	120
$\Sigma$															665	531

$F_{\text{KOMB}} = 665/531 \approx 1.25$

Anmärkning: Beräkningen måste kompletteras med andra antagna glidytor för att finna den beräkningsmässigt farligaste glidytan.

EXEMPEL 8.

Beräkna säkerheten för glidytan i föregående exempel med beaktande av troliga anisotropieffekter om leran har en flytgräns av cirka 40 %, vilket normalt motsvarar ett  $K_{(NG)}$ -värde av 0,45.

Antag  $F \approx 1,35$

Lamell	$\tau_{fu}$ kPa	$A'\tau_{fu}$ kN/m	$(A'/m\alpha)\tau_{fu}$ kN/m	$m\alpha\phi'$	$(A'/m\alpha)\phi'$ kN/m	$(A'/m\alpha)_{min}$ kN/m
1	15	75	86	0,65	66	66
2	16	80	83	0,82	127	83
3	20	100	100	1	146	100
4	22	110	111	1,06	162	111
5	26	130	140	1,10	158	140
6	29	145	171	1,10	156	156
7	33	166	165	0,98	65	65
$F_{KOMB} = 721/531 \approx 1,36$						721

Anmärkning: Den på detta vis beräknade säkerhetsfaktorn får inte användas utan att de antagna hållfasthetsvärdena bekräftats genom kompletterande laboratorieprovning.

### 7.2.3.2 Glidytor av godtycklig form

I de fall slänten är lång i förhållande till jordmäktigheten ger inte en cirkulär-cylindrisk glidyta en nöjaktig approximation av den farligaste glidytan, utan en sammansatt glidyta visar sig då oftast vara farligare. Samma sak kan gälla om det i jordprofilen finns svagare skikt eller zoner. En sammansatt glidyta av godtycklig form möjliggör en bättre anpassning till förhållandena i den aktuella geologiska profilen. I det följande beskrivs kortfattat Janbu's "generalized procedure of slices", [45].

Krafter som verkar i en slänt och på en enskild lamell i slänten visas i Figur 58. På motsvarande sätt som tidigare används effektiv tunghet och porövertryck för de delar av slänten som befinner sig under nivån för ett yttre verkande vattentryck, Figur 55.



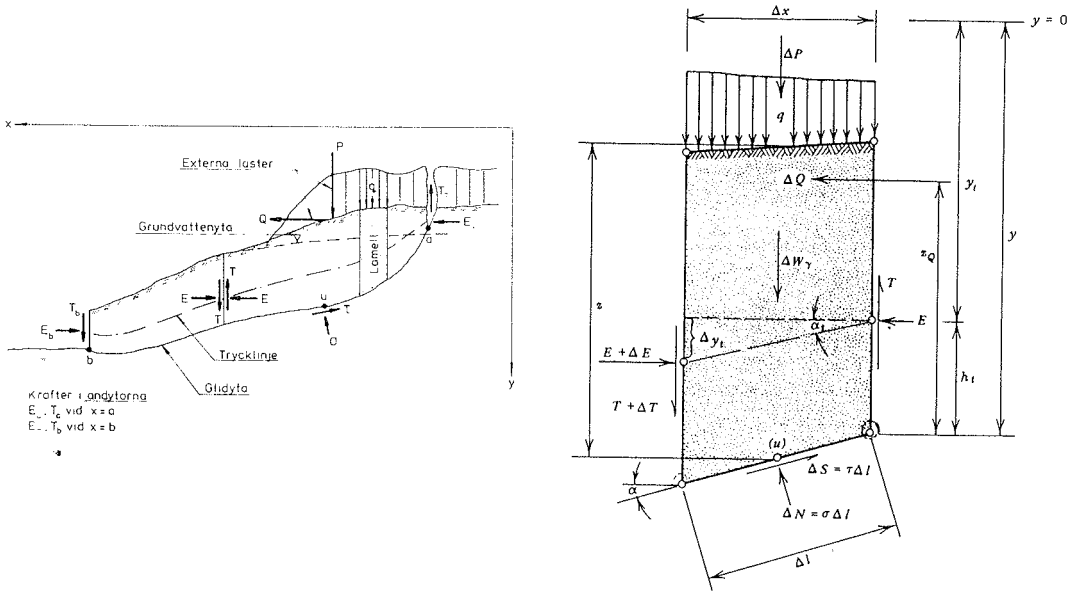


Fig. 58. *Krafter som verkar på en glidkropp i en slänt och på en enskild lamell i denna kropp [45].*

I den övre randen insätts normalt som normalkraften  $E_a$  den resulterande kraften från vattentrycket i en vattenfylld spricka genom torrskorpan,  $E_a = \gamma_w H_i^2 / 2$ . För att undvika att dragspänningar skall kunna uppstå kan en spricka av djupet

$$H_i = \frac{2c'}{\gamma' F} \tan\left(45^\circ + \frac{1}{2} \arctan \frac{\tan \phi'}{F}\right)$$

ansätts.

Stabilitet för jordmassan inom glidkroppen kräver att jämvikt skall vara tillgodosedd för såväl de enskilda lamellerna som för jordvolymen som helhet. De villkor som måste vara uppfyllda samtidigt är:

$$\tau = \frac{c'}{F} + (\sigma - u) \tan \phi' / F$$

lika mobiliseringsgrad av skjuvhållfasthet i släntens alla delar,

$$\sigma = p + t - \tau \tan \alpha$$

vertikal jämvikt för varje lamell där  $t$  beräknas som  $\Delta T / \Delta x$  och  $p$  beräknas som  $(\Delta W + \Delta P) / \Delta x + q$ ,

$$\Delta E = \Delta Q + (p + t) \Delta x \tan \alpha - \tau \Delta x (1 + \tan^2 \alpha)$$

vertikal och horisontell jämvikt för varje lamell,

$$T = -E \tan \alpha_t + h_t \frac{dE}{dx} - z_Q \frac{dQ}{dx}$$

momentjämvikt för varje lamell\*)

I detta fall kan säkerhetsfaktorn  $F$  uttryckas som

$$F = \frac{\sum_a^b \frac{c' + (p + t - u) \tan \phi'}{1 + (1/F) \tan \phi' \tan \alpha} \Delta x (1 + \tan^2 \alpha)}{E_a - E_b + \sum_a^b [\Delta Q + (p + t) \Delta x \tan \alpha]}$$

Säkerhetsfaktorn kan sedan beräknas genom ett iterativt förfarande.

För att förenkla beräkningarna delas uttrycket för säkerhetsfaktorn upp som följer:

$$B = \Delta Q + (p + t) \Delta x \tan \alpha$$

$$A = \tau_f \Delta x (1 + \tan^2 \alpha) = \frac{c' + (p + t - u) \tan \phi'}{1 + (1/F) \tan \phi' \tan \alpha} \Delta x (1 + \tan^2 \alpha)$$

\*) Ekvationen avser närmast en infinitesimal lamell

varvid

$$F = \frac{\sum_a^b A}{E_a - E_b + \sum_a^b B}$$

Termen  $A$  kan för varje lamell beräknas i tre steg:

$$A' = [c' + (p + t - u) \tan \phi'] \Delta x$$

$$n_\alpha = \frac{1 + (1/F) \tan \phi' \tan \alpha}{1 + \tan^2 \alpha}$$

$$A = \frac{A'}{n_\alpha}$$

Vid handberäkning kan termen  $n_\alpha$  hämtas ur Diagram 7.

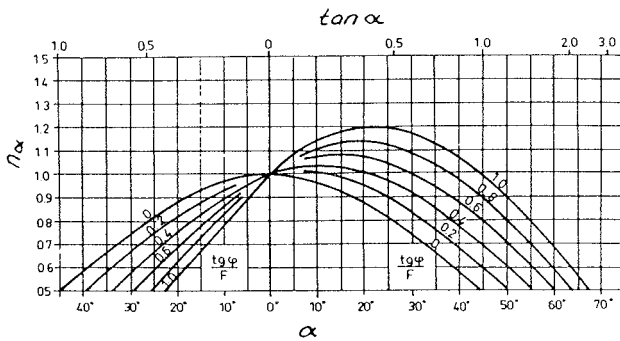


Diagram 7. Faktorn  $n_\alpha$  som funktion av  $\alpha$  och  $\tan \phi' / F$  [45]

Krafterna i lamellgränserna beräknas för varje lamell som;

$$\Delta E = B - \frac{A}{F}$$

och summering från släntkrönet ger;

$$E = E_a + \sum \Delta E$$

I samma lamellgräns blir;

$$T = -E \tan \alpha_t + h_t \frac{dE}{dx} - z_Q \frac{dQ}{dx}$$

Efter att  $T$ -krafterna i varje lamellgräns beräknats erhålls  $\Delta T$  för varje lamell och motsvarande värde på  $\Delta t = \Delta T / \Delta x$ . Alla föregående ekvationer och villkor måste uppfyllas samtidigt vilket tillgodoses genom en iterationsprocess som beskrivs i det följande.

För att en helt korrekt analys skall kunna utföras bör också spänningarna i lamellgränsen analyseras med avseende på säkerhetsfaktor mot skjubbrott i denna gränssyta,  $F_v$ .

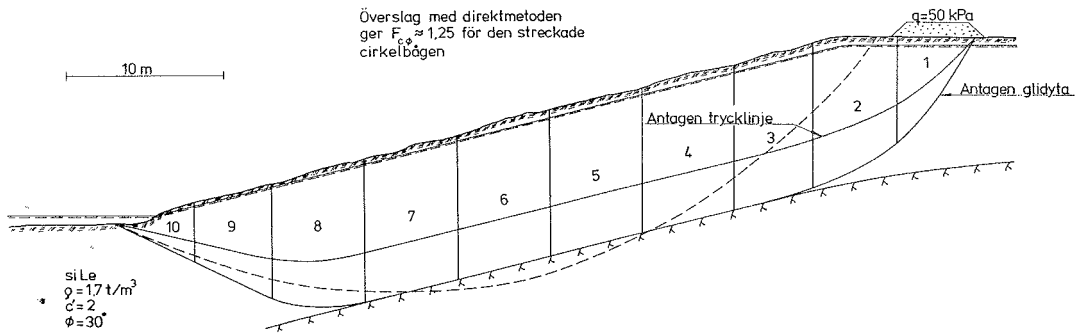
Denna blir då

$$F_v = \frac{c' z + (E - U_h) \tan \phi'}{T}$$

där  $U_h$  är den resulterande kraften av vattentrycket i lamellgränsen. För en korrekt beräkning av stabiliteten skall då gälla att  $F_v \geq F$ . Denna beräkning är dock komplicerad i skiktad jord.

## Beräkningsgång:

Beräkningsgången illustreras i följande exempel:



Den uppritade slänten delas in i lameller (normalt 5 - 10 stycken). För att undvika iterationsproblem bör den första lamellen inte vara alltför smal. För varje lamell hämtas följande data ur figuren:

- Glidytans lutning,  $\tan\alpha$ , uppmätt under lamellens mittpunkt. Uppåtgående glidytor i passivzonen anges som negativ lutning.
- Lamellens bredd  $\Delta x$ .
- Överlagringstrycket i glidytan,  $\gamma z$  (alternativt  $\gamma z_1 + \gamma' z_2$  vid yttre vattentryck)
- Hållfasthetsparametrarna  $\tau_{fu}$ ,  $c'$  och  $\phi'$  som kan variera från lamell till lamell.  $\tau_{fu}$  kan dessutom variera med glidytans lutningsvinkel  $\alpha$ .
- Eventuell horisontalkraft  $\Delta Q$  som verkar i lamellen
- Yttre krafter  $T_a$ ,  $T_b$ ,  $E_a$  och  $E_b$  som verkar mot de yttre gränserna av översta och nedersta lamellen.

De inhämtade uppgifterna införs i tabell. Observera att  $\tan\alpha$  är negativ vid uppåtgående glidytor i passivzonen.

Data från figur								Beräkning av $F_0, \Delta E_0$ , och $E_0$						
Lamell	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
no.	$\tan\alpha$	$\Delta x$	$P$	$u$	$\tau_{fu}$	$c'$	$\tan\phi'$	$\Delta Q$	$B_0$	$A'_0$	$n_{\alpha 0}$	$A_0$	$\Delta E_0$	$E_0$
		m	kPa	kPa	kPa	kPa		kN/m						
1	1.30	5.0	118	35	-	2	0.58	0	767	251	0.61	411	420	$E_a=0$
2	0.51	5.5	145	80		2	0.58	0	407	218	0.98	222	220	420
3	0.25	5.0	162	90		2	0.58	0	203	219	1.05	209	27	640
4	0.25	6.0	157	85		2	0.58	0	235	263	1.05	250	24	667
5	0.25	6.0	140	70		2	0.58	0	210	256	1.05	244	4	691
6	0.25	6.0	127	55		2	0.58	0	191	263	1.05	250	-20	695
7	0.25	6.0	108	40		2	0.58	0	162	237	1.05	226	-29	675
8	0	6.0	91	25		2	0.58	0	0	242	1.00	242	-204	646
9	-0.58	5.0	51	12		2	0.58	0	-148	123	0.55	224	-337	442
10	-0.58	5.0	12	0		2	0.58	0	-35	45	0.55	82	-104	105
$\Sigma$									1992	2117		2360	0	$E_b=0$

$$F'_0 = 1.06 \quad \text{Antag } F_0 \approx 1.2$$

$$F_0 = 2360/1992 = 1.18$$

$$p = q + \gamma h_1 + \gamma' h_2$$

$$B_0 = \Delta Q + p \tan\alpha \Delta x$$

$$A'_0 = [c' + (p-u) \tan\phi'] \Delta x$$

$$A_0 = A'_0 / n_{\alpha 0}$$

$$\Delta E_0 = B_0 - A_0 / F$$

$$d/L \approx 0.16$$

$$f_0 \approx 1.06$$

$$F_{c\phi} \approx 1.25$$

## Beräkning av $F_0$

I den första beräkningen försummas inverkan av skjuvkrafterna i lamellgränsen ( $t_0 = 0$ ) varvid säkerhetsfaktorn  $F_0$  kan beräknas som följer:

För varje lamell beräknas

$$B_0 = \Delta Q + p \tan \alpha \Delta x$$

och

$$A'_0 = [c' + (p - u) \tan \phi'] \Delta x \quad (\text{alt. } \tau_{fu} \Delta x)$$

För att direkt kunna erhålla ett värde på  $n_{\alpha 0}$  skulle säkerhetsfaktorn vara känd. Ett konservativt värde kan erhållas genom att summera beräknade värden av  $B_0$  och  $A'_0$  separat och beräkna

$$F'_0 \geq \frac{\sum A'_0}{E_a - E_b + \sum B_0}$$

Ett preliminärt värde på  $F_0$  som är något större än detta beräknade ledvärde ansätts varpå  $n_{\alpha 0}$  för varje lamell kan beräknas eller hämtas ur Diagram 7.  $A_0$  beräknas som  $A'_0 / n_{\alpha 0}$  och  $F_0$  beräknas som

$$F_0 = \frac{\sum A_0}{E_a - E_b + \sum B_0}$$

(avviker detta värde på  $F_0$  mer än 5% från det antagna värdet vid beräkningen av  $n_{\alpha 0}$  skall beräkningen göras om med insättande av det erhållna värdet)

## Beräkning av $F_{c\phi}$

Efter att ha erhållit detta första värde,  $F_0$ , för säkerhetsfaktorn, där hänsyn inte tagits till skjuvkrafterna i lamellgränserna, kan två vägar väljas;

1. Antingen görs en förenklad beräkning med en approximativ korrektion av säkerhetsfaktorn med ledning av glidkroppens form

$$F_{c\phi} = F_0 f_0$$

där  $f_0$  fås ur Figur 59.

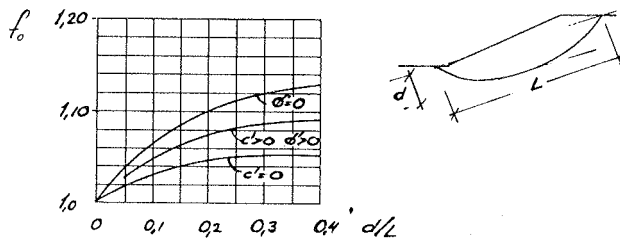


Fig. 59. Korrektionsfaktorn  $f_0$  som funktion av  $d/L$ ,  $\phi'$  och  $c'$  [45].

2. Eller också fortsätts beräkningen med en rigorös analys där inverkan av krafterna i lamellgränserna beräknas med uppfyllande av alla jämviktsvillkor.

Beräkningsgången fortsätter då med beräkning av normalkrafter i lamellgränserna. För varje lamell beräknas

$$\Delta E_0 = B_0 - \frac{A_0}{F_0}$$



Med början av det kända värdet på  $E_a$  i övre yttre lamellgränsen summeras sedan  $E + \Delta E$  lamell för lamell. Värdena införs i beräkningstabellen.

Före beräkning av skjuvkrafterna i lamellgränserna ansätts en trycklinje i slänten där resultanten till horisontalkrafterna i lamellgränsen antas angripa. Normalt antas trycklinjen gå genom lamellgränsernas nedre tredjedelspunkter; något lägre i släntens överdel och något högre i dess underdel i de fall  $c' > 0$ . Värdet av den beräknade säkerhetsfaktorn är relativt okänsligt för den antagna trycklinjens exakta läge.

Trycklinjens lutning  $\tan\alpha_t$  och dess höjd över glidytan  $h_t$  mäts och i de fall horisontalkrafter verkar i lamellen måste angreppshöjden  $z_Q$  också anges.

Den första approximationen för skjuvkrafterna i lamellgränsen  $T_l$  görs nu med ekvationen

$$T_l = -E_0 \tan\alpha_t + h_t \frac{dE}{dx} - z_Q \frac{dQ}{dx}$$

(Beräknade  $T$ - och  $E$ -värden studeras så att  $T$  inte plötsligt ändrar tecken och att fördelningen inte varierar oregelbundet samt att  $E$  inte blir negativt. Det senare anger dragspänningar vilket normalt inte kan accepteras. Uppfylls inte dessa kriterier får detta åtgärdas genom eventuell justering av trycklinjen och antagande av djupare spricka i glidykans övre del.)

Steg 2

Beräkning av $T_1$						Beräkning av $F_1, \Delta E_1$ , och $E_1$						
Lamell	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)	(19)	(20)	(21)	(22)	(23)	(24)	(25)
no.	$E_0$	$\frac{dE_0}{dx}$	$\tan \alpha_t$	$h_t$	$T_1$	$\Delta T_1$	$B_1$	$A'_1$	$n_{\alpha 1}$	$A_1$	$\Delta E_1$	$E_1$
	$E_a = 0$	-	-	0	$T_a = 0$							$E_a = 0$
1	420	61	0.60	2.4	-106	-106	629	190	0.59	322	381	381
2	640	24	0.33	3	-139	-33	390	199	0.98	203	234	615
3	667	5	0.25	3	-152	-13	200	211	1.05	201	45	660
4	691	2	0.25	3	-167	-15	231	254	1.05	242	45	705
5	695	-1	0.25	3	-177	-10	208	250	1.05	238	25	730
6	675	-4	0.25	3	-181	-4	190	261	1.05	249	-1	729
7	646	-19	0.18	3	-173	8	164	242	1.05	230	-13	716
8	442	-49	-0.15	2.3	-46	127	0	316	1.00	316	-243	473
9	105	-44	-0.24	1.2	-28	18	-158	133	0.57	233	-337	136
10	$E_b = 0$	-	-	-	$T_b = 0$	28	-51	61	0.57	107	-133	$E_b = 0$
						$\Sigma$	0	1803		2341	0	

$$\left(\frac{dE}{dx}\right)_{i+1} = \frac{\Delta E_i + \Delta E_{i+1}}{\Delta x_i + \Delta x_{i+1}}$$

$$F'_1 \approx A_0/B_1 \approx 2360/1803 \approx 1,3 \quad \text{Antag } F_1 \approx 1,3$$

$$T_1 = E_0 \tan \alpha_t + h_t \frac{dE_0}{dx} - z_0 \frac{dQ}{dx}$$

$$F_1 = 2341/1803 = 1.30$$

$$B_1 = B_0 + \Delta T_1 \tan \alpha$$

$$A'_1 = A'_0 + \Delta T_1 \tan \phi'$$

$$A_1 = A'_1 n_{\alpha 1}$$

$$\Delta E = B_1 - A_1 / F_1$$

Derivatans av  $E$  (och eventuellt också  $Q$ ) med avseende på  $x$  i varje lamellgräns kan erhållas antingen genom att kurvan  $E-x$  uppdras och lutningen i lamellgränserna mäts grafiskt eller att den beräknas som lutningen för en korda över lamellerna  $i$  och  $i+1$  som

$$\left(\frac{dE}{dx}\right)_{i+1} \approx \frac{\Delta E_i + \Delta E_{i+1}}{\Delta x_i + \Delta x_{i+1}}$$

( $dQ/dx$  erhålls på motsvarande sätt)

Skjuvkraften beräknas i varje lamellgräns och därefter förändringen inom varje lamell  $\Delta T$

$$\Delta T_i = T_{i, i+1} - T_{i, i-1}$$

De erhållna värdena på  $\Delta T_1$  används nu för en förbättrad uppskattning av säkerhetsfaktorn,  $F_1$ , varvid

$$B_1 = B_0 + \Delta T_1 \tan \alpha$$

$$A'_1 = A'_0 + \Delta T_1 \tan \phi'$$

Ett nytt (högre) värde på säkerhetsfaktorn ansätts,  $n_{\alpha 1}$  beräknas och därpå  $A_1 = A'_1 / n_{\alpha 1}$  och  $F_1$

$$F_1 = \frac{\sum A_i}{E_a - E_b + \sum B_i}$$

Iterationen upprepas med beräkning av  $\Delta E_1 = B_1 - A_1 / F_1$  och sedan  $E_1$  genom summering. Nästa iteration baseras på  $T_2$  som beräknas med hjälp av  $E_1$ . Efter att  $\Delta T_2$  erhållits beräknas  $B_2 = B_0 + \Delta T_2 \tan \alpha$  och  $A'_2 = A'_0 + \Delta T_2 \tan \phi'$ . Ett värde på  $F_2$  ansätts varpå  $n_{\alpha 2}$ ,  $A_2$  och  $F_2$  beräknas.

Steg 3

Beräkning av $T_2$						Beräkning av $F_2$				
Lamell (26)	(27)	(28)	(29)	(30)		(31)	(32)	(33)	(34)	(35)
no.	$E_1$	$\frac{dE_1}{dx}$	$\tan\alpha_t$	$h_t$	$T_2$	$\Delta T_2$	$B_2$	$A'_2$	$n_{\alpha 2}$	$A_2$
	0	-	-	0	$T_a=0$					
1	381	59	0.60	2,4	-87	-87	654	201	0.59	341
2	615	27	0.33	3	-122	-35	389	198	0.98	202
3	660	8	0.25	3	-141	-19	198	208	1.05	198
4	705	6	0.25	3	-158	-17	231	253	1.05	241
5	730	2	0.25	3	-177	-19	205	245	1.05	233
6	729	-1	0.25	3	-185	-8	189	258	1.05	246
7	716	-21	0.18	3	-192	-7	160	233	1.05	222
8	473	-53	-0.15	2,3	-51	141	0	319	1.00	319
9	136	-47	-0.24	1,2	-24	27	-164	139	0.57	244
10	0	-	-	0	$T_b=0$	24	-49	59	0.57	104
						$\Sigma$ 0	1813			2350

$$\left(\frac{dE}{dx}\right)_{i+1} = \frac{\Delta E_i + \Delta E_{i+1}}{\Delta x_i + \Delta x_{i+1}}$$

$$F_1 \approx A_1/B_2 \approx 2341/1813 \approx 1,3 \quad \text{Antag } F_2 \approx 1,3$$

$$T_2 = E_1 \tan \alpha_i + h_i \frac{dE_1}{dx} - z_Q \frac{dQ}{dx}$$

$$F_2 = 2350/1813 = 1,30$$

$$B_2 = B_0 + \Delta T_2 \tan \alpha$$

$$A'_2 = A'_0 + \Delta T_2 \tan \phi'$$

$$A_2 = A'_2 n_{\alpha 2}$$

$$\Delta E = B_2 - A_2 / F_2$$

Iterationerna konvergerar snabbt. Genom att upprita beräknad säkerhetsfaktor mot antal iterationer kan slutvärdet uppskattas efter ett fåtal iterationer, Figur 60.

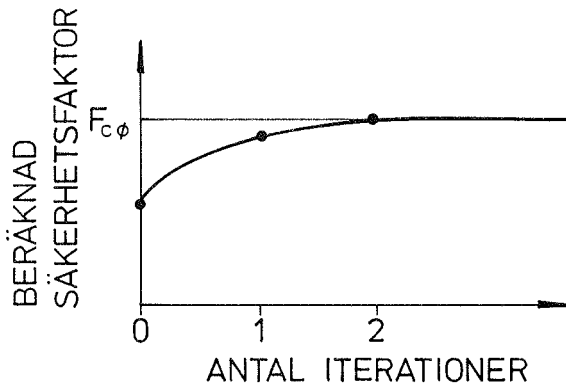


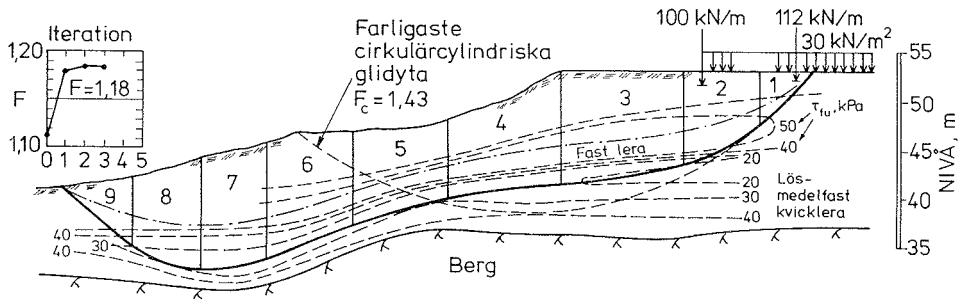
Fig. 60. Uppritning av beräknad säkerhetsfaktor mot antal iterationer och uppskattning av slutligt värde.

Beräkningarna kan göras för hand. De kan också utföras med stöd av mer eller mindre utvecklade datorprogram.

#### EXEMPEL

Sammasatta glidytor ger den lägsta beräknade säkerhetsfaktorn (är farligast) i de flesta fall, speciellt där det finns påtagliga svaghetsplan eller svaghetszoner i jordmassan. Dessa kan bestå av skikt, lager eller zoner med lägre odränerad skjuvhållfasthet eller höga por-/grundvattentryck. De kan också bestå av plan med språngvisa förändringar i skjuvhållfastheten eller en markant ökning av hållfasthetstillväxten mot djupet. I helt homogen jord med konstant skjuvhållfasthet begränsas den farligaste glidyttans djup av fasta botten. Då hållfastheten ökar mot djupet bestäms farligaste glidyttans djup av topografi, lastfall och hållfastheten. I de fall hållfasthetstillväxten ökar mycket markant i eller från ett visst plan blir farligaste glidyttan mycket styrd av detta plan.

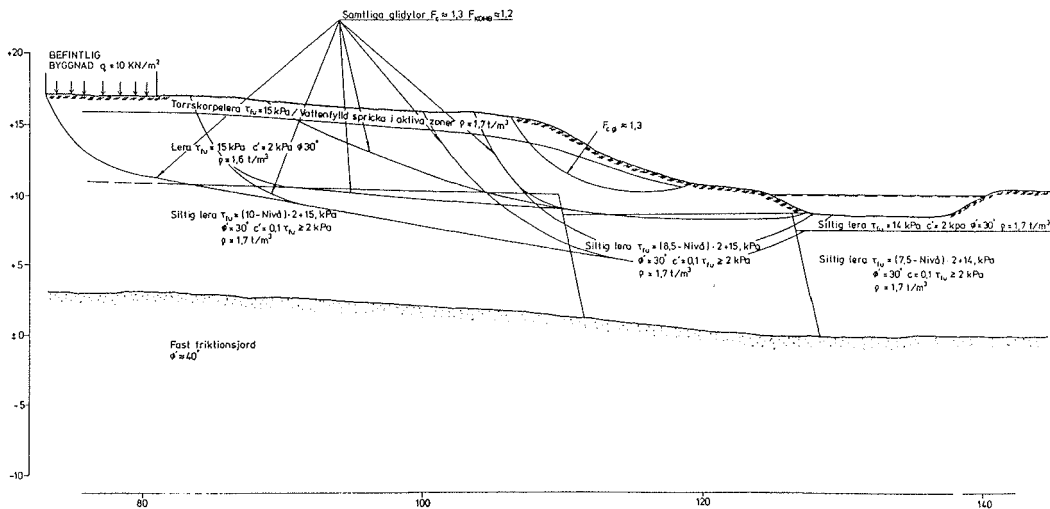
Ett exempel på inverkan av en svaghetszon i form av lös till medelfast kvicklera under lager av fastare lera som visas i nedanstående figur har givits av Janbu [45]. Det lösare jordlagret följer i stort den underliggande bergytans kontur och den resulterande farligaste glidyttan har en dubbelkrökt form. I detta fall minskar den beräknade säkerhetsfaktorn  $F_c$  med ca. 20 % från  $\approx 1,4$  beräknat med cirkulär-cylindriska glidytor till  $\approx 1,2$  beräknat med sammansatt glidyta.



Exempel på glidyta med dubbelkrökt form genom ett svaghetsplan [45].

Ett exempel på inverkan av en markant ökning i hållfasthetstillväxt från ett visst plan visas i nästa figur. I detta fall ökar den odränerade skjuvhållfastheten med 3 kPa/m från ett svagt sluttande plan. Lägerna för farligaste cirkulär-cylindriska glidytor blir markant styrda av detta plan och de är lokaliserade till släntens yttre delar. Vid användande av sammansatta glidytor finner man att glidytor som följer det plan där hållfastheten ökar ger lägre säkerhetsfaktorer.

I detta fall blir skillnaden i beräknad säkerhetsfaktor endast cirka 5 %. De sammansatta glidytor sträcker sig dock längre och samma låga beräknade säkerhetsfaktor erhålls också för glidytor som sträcker sig in under befintlig bebyggelse. De involverar också större jordvolym och ett eventuellt skred skulle efterlämna en betydligt högre och brantare bakkant med påtagligt större risk för bakåtgripande följdeskred.



Exempel på sammansatt glidyta som följer ett plan varifrån skjuvhållfasthetstillväxten med djupet ökar markant.

Det finns således alltid anledning att kontrollberäkna med sammansatta glidytor i de fall påtagliga svaghetsplan eller svaghetszoner finns och också i andra fall kan sammansatta glidytor ge en avsevärt annorlunda bild av stabiliteten i en slänt än om enbart cirkulär-cylindriska glidytor används.

## **7.2.4 Beräkningsprogram med automatisk sökning av farligaste glidyta**

### **7.2.4.1 Cirkulär-cylindriska glidytor**

Ett antal beräkningsprogram för sökning av farligaste cirkulär-cylindriska glidyta finns på marknaden. Programmen använder sig av ett antal såväl enkla, ofullständiga som rigorösa lamellberäkningsmetoder (se nedan).

Vid lamellberäkningsmetoderna delas den antagna glidkroppen in i ett antal vertikala beräkningslameller. På detta vis kan man som tidigare beskrivits ta hänsyn till att normalspänningen och därmed den dränerade skjuvhållfastheten varierar längs glidytan. Hänsyn kan också tas till den odränerade skjuvhållfasthetens variation med djupet (och eventuellt också med skjuvytans lutning vid beaktande av skjuvhållfasthetsanisotropi).

De krafter som verkar i gränsyterna till en enskild lamell är dels kopplingskrafter (normalkrafter och skjuvkrafter i gränsyterna till omgivande lameller), dels normalkrafter och skjuvkrafter i lamellens bottenyta (glidytan). Dessutom påverkas lamellen av kraften från dess egen vikt och eventuella yttre laster som verkar på lamellens topp. Andra krafter som kan påverka lamellen är krafter i de yttre vertikala lamellgränserna från t. ex. vattentryck i sprickor i släntens överdel och mothållskrafter från stödkonstruktioner i dess nederdel. Krafter som kan verka inne i lamellen är t.ex. accelerationskrafter vid jordbävningar eller sprängning.

Vid stabilitetsberäkningarna kan man uppställa ett antal villkor för stabiliteten i jordmassan:

- horisontell kraftjämvikt skall vara uppfylld
- vertikal kraftjämvikt skall vara uppfylld
- momentjämvikt skall vara uppfylld för glidkroppen som helhet
- momentjämvikt skall vara uppfylld för varje beräkningslamell

Vad som skiljer olika metoder är främst hur de krafter som verkar mellan lamellerna behandlas. I enkla metoder försummas krafterna mellan lamellerna eller görs sådana antaganden att effekterna av dessa krafter försvinner. I ofullständiga metoder beaktas krafter i lamellgränserna men alla jämviktsvillkor uppfylls inte och i rigorösa metoder beaktas alla krafter och uppfylls alla uppställda jämviktsvillkor. Ofta kan man i samma beräkningsprogram välja mellan olika metoder.

De rigorösa beräkningsmetoderna ger givetvis ett noggrannare beräkningsresultat och bör användas, speciellt då släntens stabilitet inte visar sig klart tillfredsställande.

En jämförelse mellan olika beräkningsprogram av denna typ som används i Sverige har presenterats i Rapport 2:91 från Skredkommissionen [49]. Vid användning av programmen bör speciellt observeras att geometri, laster, portryckssituation och hållfasthetsegenskaper skall kunna beskrivas på ett nöjaktigt sätt. Beräkningsrutinerna i kommersiella program är som regel väl beprövade men ofta finns brister i möjligheten att beskriva t.ex. komplicerade portrycks- och hållfasthetsvariationer.

Skillnader som erhålls i beräkningar med samma metod men med olika program kan ofta hänföras till möjligheten att modellera geometri och egenskaper och hur programmen sedan hanterar denna givna information (lamellindelning, interpolation mellan givna värden etc.). Dessutom kan stora skillnader uppstå beroende på med vilken noggrannhet problemet modellerats av användaren och vilka kriterier för beräkningarna som angivits.



Den automatiska sökningen sker som regel genom att ett rutnät definieras där nodpunkterna utgör centrumpunkter för cirkelbågar. Efter angivande av en startpunkt analyseras sedan glidytor med olika radier med avseende på beräknad säkerhetsfaktor. Centrumpunkten flyttas sedan efter ett bestämt mönster i rutnätet tills ett minimum för beräknad säkerhetsfaktor erhållits för en viss centrumpunkt och radie, där varje förflyttning av centrumpunkt eller förändring av radie medför en högre säkerhetsfaktor. Härvid uppstår risken att lokala minimum erhålls och beräkningarna måste kontrolleras så att hela slänten analyserats såväl i längs- som djupled. Resultaten från en inledande beräkning med direktmetoden är härvid till god hjälp för bedömning av rimligheten i resultaten.

Antagandet av en cirkulär-cylindrisk glidyta medför stor risk för att glidytor i såväl aktiv- som passivzoner blir brantare än de brottvinklar som uppstår vid respektive typ av brott i friktionsjord. Detta medför beräkningsfel i alla de fall där dränerad skjuvhållfasthet är dimensionerande i dessa zoner, vilket som regel är fallet för såväl friktions- som kohesionsjord. Detta problem behandlas på olika sätt i olika program (eller eventuellt inte alls) men medför alltid en felkälla som måste observeras.

Vidare medför glidytagens form en risk för att programmet kommer att räkna med dragspänningar i den övre aktivzonen. Detta gäller även om man, som normalt, antagit en spricka genom torrskorpan. Dragspänningar kan endast utnyttjas vid exceptionella korttidsbelastningar i kohesionsjord.

Många av de befintliga programmen kan inte utföra en kombinerad analys, där valet av dränerad eller odränerad skjuvhållfasthet styrs av den effektiva spänningsnivån, och i en del program kan en sådan analys utföras först efter manipulation av en erfaren operatör. En korrekt analys som verkligen finner lägsta säkerhetsfaktor kan i dessa fall kräva ett omfattande operatörsarbete med analyser för ett stort antal beräkningsfall där hållfasthetsparametrarna i olika delar av slänten varierar.

Mycket få av de befintliga programmen med automatisk sökning av glidytor kan ta hänsyn till hållfasthetsanisotropi. I de fall stabiliteten befinns otillfredsställande och man skall ta hänsyn till anisotropin måste därför hållfasthetskorrigeringar och separata beräk-

ningar utföras efteråt. Dessa beräkningar kan utföras med samma program, för hand eller med andra beräkningsprogram beroende på vilka möjligheter som finns. Detta försvåras i så mån att de farligaste glidyterna med och utan beaktande av anisotropi normalt inte sammanfaller.

Också i friktionsjord är hållfastheten spänningsberoende. Något program som tar hänsyn till detta finns veterligt inte på marknaden idag. Detta kan hanteras manuellt genom att dela in friktionsjorden i flera lager med olika friktionsvinklar eller att ett oegentligt effektivt kohesionsintercept används för att beskriva friktionsvinkelns minskning med ökande spänningsnivå. Rimligheten i gjorda antaganden får då efterkontrolleras mot de spänningar och hållfastheter som beräknats av programmet för glidyternas olika delar.

För att de cirkulär-cylindriska glidyterna skall vara någorlunda relevanta fordras att jordförhållandena är någorlunda homogena och att hållfasthetsegenskaper och porvattentryck varierar någorlunda linjärt med djupet. Förekomst av t.ex. lerskikt i friktionsjord eller skikt av friktionsjord med höga vattentryck i kohesionsjord medför svaghetsplan som potentiella glidytor kommer att söka sig till. Motsvarande plan kan finnas vid språngvisa förändringar i jordens hållfasthet eller i zoner med urlakad eller på annat sätt kemiskt påverkad kvicklera inbakad i stabilare kohesionsjord. I dessa fall måste stabiliteten också analyseras med sammansatta glidytor, med program som söker glidytor av godtycklig form eller genom beräkning med glidytor av given form.

I en del självsökande program kan en plan glidyta anges utmed ett speciellt svaghetsplan, varvid programmet söker de cirkulär-cylindriska övre och nedre delarna av glidytan. En annan möjlighet att delvis ta hänsyn till svaghetsplan är att den erfarna operatören manipulerar ingångsdata med fiktiva skiktjocklekar och hållfasthetsegenskaper. Detta kan dock inte generellt rekommenderas.

Det skall observeras att även med de mest beprövade beräkningsprogram kan fel uppstå. Kombinationen av laster, geometri, hållfastheter och portryck i varje naturlig slänt är unik och en risk finns alltid att en beräkningssituation skall uppstå som inte förutsetts vid programmeringen eller att ett inbyggt fel som inte tidigare upptäckts

skall ge sig till känna. Uppstår "omöjliga" glidytor och dragspänningar vid beräkningarna räknar programmen som regel vidare utan att operatören speciellt uppmärksammas på detta utom i de fall beräkningarna helt spårar ur. Andra vanliga fel är rena inmatningsfel eller misstag vid konstruktion av indatafiler. Detta händer också vana operatörer. En omfattande efterkontroll erfordras därför av de utförda beräkningarna för att se att de är korrekta och att inga fel smugit sig in. Härvid kan en inledande beräkning med direktmetoden vara till stor hjälp.

Även om beräkningarna i sig är korrekta måste de begränsningar som finns i programmet och beräkningsmetoden beaktas.

#### **7.2.4.2 Glidytor av godtycklig form**

Det finns också andra metoder för sökning av farligaste glidyta som t.ex. så kallad dynamisk programmering, där programmet successivt letar sig fram längs glidytor vars utseende bestäms vid iterationerna i beräkningsstegen, se t.ex. [50]. Resultatet blir som regel en icke-cirkulär glidyta med en lägre säkerhetsfaktor än motsvarande farligaste cirkulär-cylindriska glidyta. Denna typ av program börjar komma i bruk men är ännu så länge relativt obeprövade. De är också betydligt mindre utvecklade beträffande möjligheter till beskrivning av geometri, lastfall, portrycks- och hållfasthetsvariationer etc. än de självsökande program som använder sig av cirkulär-cylindriska glidytor.

#### **7.2.5 Generella beräkningar**

En generell beräkning kan som tidigare visats göras för hand eller med stöd av datorprogram. Eftersom beräkningarna är tämligen tidskrävande är det en stor fördel om ungefärligt läge och form av glidytan kan uppskattas med ledning av beräkningarna med automatiska sökrutiner. Den generella beräkningen utförs sedan med en rigorös lamellmetod. Skillnaden mellan beräkning med självsökande program och generella beräkningar är då att man i de senare har full frihet att välja glidykans form och kan laborera med portrycks- och hållfasthetsvariationer, last- och dräneringsfall samt övriga egenskaper i jorden helt efter eget önskemål.

För handberäkningar är Janbu's "Generalized Procedure of Slices" [45] troligen den mest använda och också den lämpligaste metoden, då den trycklinje som behövs för att beräkna krafterna mellan lamellerna definieras manuellt och kan mätas på ritning. Denna metod har beskrivits i avsnitt 7.2.3.2 "lamellmetoder: glidytor av godtycklig form". I datorprogram är andra metoder där kopplingen mellan normal- och skjuvkrafter i lamellgränserna beskrivs med en matematisk funktion också vanliga.

De generella beräkningarna kan rationaliseras genom användning av datorprogram. Detta medför en tidsvinst. Beräkningarna kan då också utföras med en något större noggrannhet och fler iterationer, men detta saknar normalt praktisk betydelse. De i datorprogrammen använda olika rigorösa metoderna ger i princip likvärdiga resultat med avseende på beräknad säkerhetsfaktor.

På motsvarande sätt kan alla beräkningar som utförs med självsökande program i princip göras lika väl för hand. I detta fall är tidsvinsten med datorprogrammen mycket stor på grund av alla de olika glidytor som analyseras. Å andra sidan har man ofta inte möjlighet att ta hänsyn till alla faktorer och det finns begränsningar när det gäller att beskriva glidytns form.

### 7.2.6 3-dimensionella effekter

Då släntens geometri är starkt varierande eller om dess bredd är liten och farligaste glidyten går djupt kan det bli aktuellt att beakta 3-dimensionella effekter. Är släntlängden kort kan stabiliteten i kohesionsjord beräknas med lamellmetoderna med insättande av de krafter i ändytorna som skjuvhållfastheten ger upphov till i varje lamell. Ändytekrafterna fördelas då jämnt över hela glidkroppens bredd. Detta ger en 3-dimensionell säkerhetsfaktor vid plana ändytor  $F_p$ .

Det farligaste fallet är dock då dessa ändytor har en viss krökning, [51] vilket schablonmässigt kan beaktas genom att modifiera den beräknade 3-dimensionella säkerhetsfaktorn för plana ändytor enligt

$$F_{3-Dim} = F_{2-Dim} + 0,75 \left( \frac{F_p}{F_{2-Dim}} - 1 \right)$$

där  $F_{2-Dim}$  är den normalt beräknade 2-dimensionella säkerhetsfaktorn

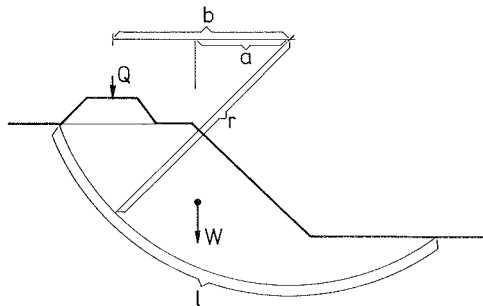
För cirkulärcylindriska glidytor där beräkningarna avser momentjämvikt kan beräkningarna ytterligare förenklas. I detta fall kan momenten av skjuvkrafterna i ändytorna läggas till de mothållande momenten från skjuvkrafterna i glidytan längs rotationskroppens underyta. Den på detta vis beräknade 3-dimensionella säkerhetsfaktorn,  $F_p$ , korrigeras sedan på motsvarande sätt med hänsyn till att den farligaste glidytan har krökta ändytor enligt

$$F_{3-Dim} = F_{2-Dim} + 0,75 \left( \frac{F_p}{F_{2-Dim}} - 1 \right)$$

Beräkningsgången framgår av nedanstående beräkningsschema

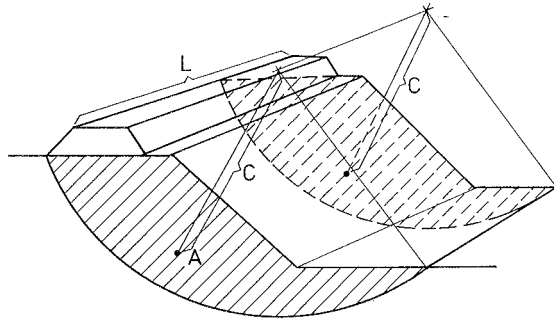
1. Beräkna säkerhetsfaktorn utan beaktande av ändyteffekter,  $F_{2-Dim}$

$$F_{2-Dim} = \frac{M_{(\tau_{fu} \cdot l \cdot r)}}{M_{(W \cdot a + Q \cdot b)}}$$



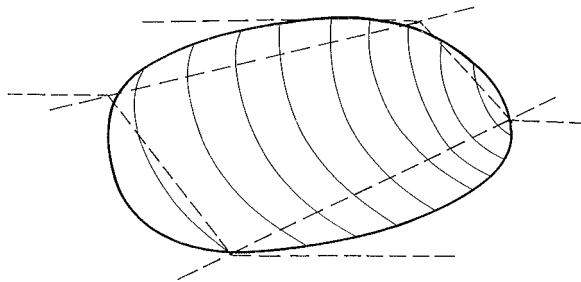
2. Beräkna säkerhetsfaktorn med plana ändytor,  $F_p$

$$F_p = \frac{M(\tau_{fu} \cdot l \cdot r \cdot L) + 2 M(\tau_{fu} \cdot A \cdot c)}{M(W \cdot a + Q \cdot b)L}$$



3. Beräkna den 3-dimensionella säkerhetsfaktorn,  $F_{3-Dim}$

$$F_{3-Dim} = F_{2-Dim} + 0,75 \left( \frac{F_p}{F_{2-Dim}} - 1 \right)$$



Vid med djupet varierande skjuvhållfasthet används ett viktat medelvärde av skjuvhållfastheten i ändytorna. Viktningen görs med avseende såväl på den yta som skjuvhållfastheterna verkar över som respektive ytas momentarm.

Hänsyn till 3-dimensionella effekter kan med dagens beräkningsmetoder endast tas i de fall materialet i ändytorna består av

kohesionsjord. Ändytornas stabiliserande tillskott baseras helt på den odränerade skjuvhållfastheten och i de fall skikt och lager av friktionsjord finns, räknas de stabiliserande tillskottmomenten endast med avseende på den del av ändytan som består av kohesionsjord. I princip gäller motsvarande 3-dimensionella effekter också för friktionsjord, men någon motsvarande enkel beräkningsmetod finns inte. Beräkning av ändyteffekter i friktionsjord kräver att de horisontella krafterna tvärs slänten kan uppskattas och detta kräver i sin tur helt andra beräkningsmetoder.

Beräkning av 3-dimensionella effekter för cirkulär cylindriska glidytor görs ofta för hand även då övriga beräkningar utförs med dator eftersom denna möjlighet saknas i de flesta befintliga beräkningsprogram. Ur beräkningsresultaten från självsökande beräkningsprogram för cirkulär cylindriska glidytor erhålls dock uppgifter om påskjutande och mothållande moment för olika glidytor med tillhörande radier och rotationscentrum. Ett erforderligt antal av dessa kontrolleras därefter då farligaste glidyta med beaktande av 3-dimensionella effekter normalt avviker från den farligaste glidyta som erhålls vid 2-dimensionella beräkningar, speciellt vid mycket korta glidytor.

För att 3-dimensionella effekter skall kunna utnyttjas fordras att stabiliteten i jordmassorna utanför beräkningspartiet är betryggande och att dessa kan uppta påhängkrafterna från ändytorna. Vid starkt varierande geometri och/eller belastning utefter slänten och där klart definierade stabila ändytor saknas får stabiliteten kontrollberäknas för ett antal glidytor med olika längd utefter slänten. Slänten delas då in i delsträckor,  $\Delta L$ , med någorlunda konstanta geometrier, belastningar och jordförhållanden. Stabiliteten för varje delsträcka beräknas separat varpå viktade medelvärden kan beräknas utmed olika delar av släntens bredd. De olika beräknade säkerhetsfaktorerna viktas då i proportion till massan av den jordvolym de representerar, så att total pådrivande kraft jämförs med total mothållande kraft för den aktuella delen av slänten.

För beräkningar med cirkulär cylindriska glidytor som avser momentjämförelser blir då beräkningen i princip enligt följande:

$$\text{Steg 1.} \quad F_{2-Dim} = \frac{\sum M_{(\tau_{fu} \cdot l \cdot r)} \Delta L}{\sum M_{(W \cdot a + Q \cdot b)} \Delta L}$$

$$\text{Steg 2.} \quad F_p = \frac{\sum M_{(\tau_{fu} \cdot l \cdot r)} \Delta L + M_{(\tau_{fu} \cdot A_1 \cdot c_1)} + M_{(\tau_{fu} \cdot A_2 \cdot c_2)}}{\sum M_{(W \cdot a + Q \cdot b)} \Delta L}$$

$$\text{Steg 3.} \quad F_{3-Dim} = F_{2-Dim} + 0,75 \left( \frac{F_p}{F_{2-Dim}} - 1 \right)$$

Kontrollberäkningen avser att säkerställa att ingen glidyta med annan längd ger en lägre 3-dimensionell säkerhetsfaktor.

Viktning och utjämning av den 2-dimensionella säkerhetsfaktorn enligt steg 1 ovan, görs ibland vid starkt varierande belastningar och geometrier utan att tillskottskrafter från ändytorna beaktas. Härvid måste dock observeras att denna samverkan mellan jorden i olika delsträckor fordrar att ändyteeffekterna inte överskrids, vilket skulle medföra brott mellan olika partier. För att detta villkor skall vara uppfyllt måste det också kontrolleras att den 3-dimensionella säkerhetsfaktorn inte för något delparti av slänten blir lägre än detta viktade medelvärde.



### 7.3 Redovisning

Beräkningarna redovisas med angivande av beräkningsförutsättningar, använd beräkningsmetod och erhållen säkerhetsfaktor. Detta görs i form av:

- Skredkommissionens tekniska faktablad för stabilitetsutredningar, Figur 61
- Beräkningssektioner med vald jordlagerindelning och valda värden på jordens skjuvhållfasthet, portryck, densitet och övriga beräkningsparametrar som yttre laster och vattenstånd samt beräknade farligaste glidytor, se Figur 5, 7, 9 och 10 samt beräkningsexempel.
- Indata och beräkningsresultat för farligaste glidytor. Vid överslags- och handberäkningar redovisas beräkningar, valda koefficienter och beräkningstabeller. Används datorprogram skall anges datorprogram, beräkningsmetod, använda sökrutiner, indata samt utskrift av beräkningarna i farligaste glidyta i en sådan omfattning att dessa kan följas och kontrolleras. Ett exempel på en sådan utskrift presenteras i Figur 62.

I förekommande fall separeras redovisningen för olika lastfall med avseende på normala och varaktiga belastningsfall, mycket kortvariga belastningstillfällen och olycks/katastroftillfällen.

Objekt \*


Omfattning \*

Geotekniska undersökningar										Antal sektioner: .....			
Fältundersökningar										Laboratorieundersökningar			
Sändning					Provtagning					Portrycksmätning		(Utöver rutinundersökningar)	
Var.	Tr	TrS	TrSP	Vb	Kolv	Störd	Öppet	Stulet	Ödom	Triax	Skjuvf.		
Beräkningar										Antal sektioner: .....			
Beräkningsmetod					Typ av analys					Glidytor		Anmärkning (programvara etc.)	
Bishop	<input type="checkbox"/>	mod. Bishop	<input type="checkbox"/>		Ordinerad	<input type="checkbox"/>			Plan	<input type="checkbox"/>			
Jambu	<input type="checkbox"/>	Uf			Ordinerad	<input type="checkbox"/>			Cirkulär	<input type="checkbox"/>			
Spencer	<input type="checkbox"/>	S			Kombinerad	<input type="checkbox"/>			Sammansatt	<input type="checkbox"/>			

Tolkningar och antaganden \*

Geometri, lagerföljd, densitet och yttre laster, se ritning . . .

Reduktion av  $\tau_{hu}$ : har utförts  enligt . . .  
har ej utförts

Beräkningsförutsättningar enligt diagram A och/eller B.

Parametrar givna

relativt markytan

relativt  $\pm$  höjd

Beräkningsförutsättningar enligt ritning . . .

Hållfasthet

$\tau_{hu}$  (kPa)

Diagram A

$\sigma'_{(k)}$  (kPa) (---)

$c'$  (kPa) (---)

Diagram B

Portryck

Användelse från uppmätta portryck, vattenst.

Hydrostatiskt, gvy enl skiss <input type="checkbox"/> enl ritn . . .	
Ej hydrostatiskt, se skiss <input type="checkbox"/> enl ritn . . .	
Yttre vattenstånd	
Spjicka i förrskorpa . . . vattenf. <input type="checkbox"/>	

Resultat \*

Sektion	Beräkn.mel.	Analys	Glidyta	Säkerhetsfaktor	Kommentarer
	B J S	Od O K P C S	F <sub>c</sub> F <sub>cg</sub> F <sub>comb</sub>		

SKREDKOMMISSIONEN

\*Förklaringar/anvisningar se baksidan.

Fig. 61 Skredkommissionens tekniska faktablad för stabilitetsutredningar.

## FÖRKLARINGAR/ANVISNINGAR

### Objekt

Här anges län, kommun, ort, plats och uppdragsnummer samt i vilket sammanhang/skede stabilitetsutredningen utförts och på vems uppdrag.

### Omfattning - Geotekniska undersökningar

<u>Sonderingar</u>	Vim = maskinell viktsondering Tr = trycksondering TrS = spetstrycksondering TrSP = kombinerad spets- och portrycksondering Vb = vingsondering I de tomma rutorna anges totala antalet genomförda sonderingar.
<u>Provtagning</u>	antalet nivåer anges
<u>Portrycks- mätning</u>	antalet installerade mätare anges
<u>Laboratorie- undersökning</u>	antalet försök anges

### Tolkningar och antaganden

För varje sektion skall geometri, yttre laster och geotekniska egenskaper anges på ett sätt så att det klart framgår vilka värden som använts vid datorberäkningarna.

<u>Geometri</u>	På särskild ritning skall antagen geometri och lagertöjning anges så att koordinater för brytpunkter lätt kan bestämmas.
<u>Hållfasthet</u>	I det fall hållfastheten givits generell för hela jordprofilen anges det i diagram på omstående sida. I annat fall skall antagen hållfasthetsvariation anges på samma tydliga sätt som krävts under avsnittet geometri ovan.
<u>Portryck</u>	Den antagna portrycksfördelningen skall tydligt anges på separat ritning. Vidare skall klart framgå hur den antagna portrycksfördelningen förhåller sig till i enstaka punkter uppmätta värden.

Det ska vidare framgå vilket yttre vattenstånd i å eller älv som antagits samt om eventuell torrskorpa antagits uppsprucken och om denna spricka i så fall antagits vattenfylld.

### Resultat

För varje beräknad sektion skall lägsta säkerhetsfaktor anges och på ritning skall farligaste glidyta ritas in.

APRIL 1992

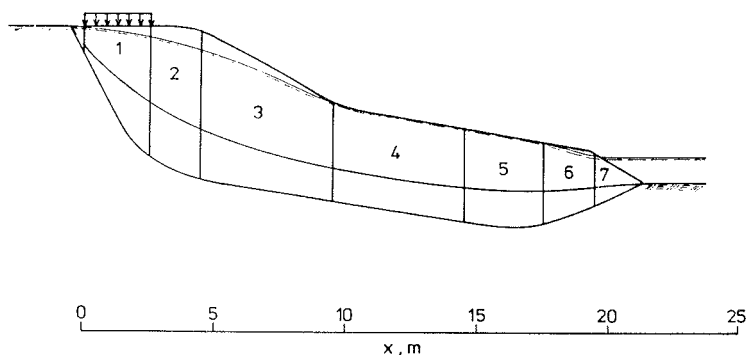
*Fig. 61 Fortsättning*

# BERÄKNING AV SLÄNTSTABILITET MED HJÄLP AV LAMMET

LAMELLMETODEN ENLIGT JANBU (1954) G P S

BERÄKNINGEN ÄR UTFÖRD MED KOMBINERAD ANALYS OCH ANTAGANDE AV EXTREMT HÖGA PORVATTENTRYCK I KOMBINATION MED EN YTBELASTNING VID SLÄNTKRÖNET.

DEN ANTAGNA GLIDYTAN FOLJER ETT SVAGHETSPLAN I JORDEN.



NR	TALFA	DX M	P KPA	U KPA	C KPA	FI KPA	DQ KN/M
1	1.70	2.50	63.00	35.00	2.00	30.00	.00
2	.43	2.00	85.00	43.00	2.00	30.00	.00
3	.17	5.00	65.00	30.00	18.00	.00	.00
4	.17	5.00	38.00	15.00	18.00	.00	.00
5	.00	3.00	30.00	8.00	17.00	.00	.00
6	-.50	2.00	20.00	3.00	15.00	.00	.00
7	-.50	2.00	6.00	.00	12.00	.00	.00

## BERÄKNING AV SÄKERHETSFAKTOR

1	1.099
2	1.137
3	1.136

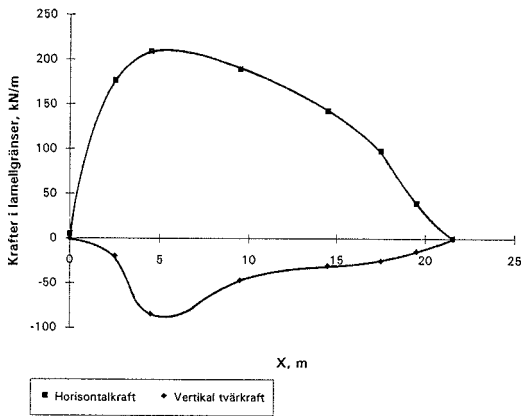
1.136

Fig. 62 Exempel på utskrift av beräkningar med datorprogram.

TALFAT	HT M	ZQ M	T KN/M	E KN/M	TAU KPA	SIGMA KPA	SIGMAEFF KPA
			.00	5.00			
.65	2.10	5.00	-19.73	177.00	6.43	44.18	9.18
.42	2.00	6.00	-84.38	209.26	5.48	50.32	7.32
.20	1.30	3.90	-46.50	189.27	15.85	69.88	39.88
.10	1.40	3.80	-30.27	142.75	15.85	38.55	23.55
.00	1.20	3.20	-24.80	97.85	14.97	31.83	23.83
-.14	.80	2.00	-14.05	39.44	13.21	31.98	28.98
			.00	.00	10.56	18.31	18.31

MEDELVÄRDE UTEFTER YTAN SIGMAEFF = 22.66 KPA TAU = 12.23KPA

### Krafter mellan lamellerna



### Skjuvspänningsfördelning i glidytan

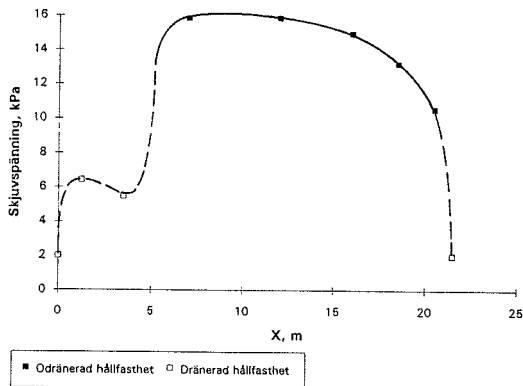


Fig. 62 Fortsättning

## 7.4 Konsekvensanalys av omgivningspåverkan

Stabiliteten inom ett område med lutande terräng är avhängig av samverkan mellan olika partier inom området och att förhållandena och stabiliteten inom området som helhet förblir oförändrade. Skulle ett lokalt skred inträffa inom något delparti av ett område eller i en lång slänt, rubbas denna balans och stabilitetsförutsättningarna för övriga delar inom slänten/området.

Inträffar ett skred i ett delparti av en slänt kan ett flertal olika följdskred inträffa beroende dels på var i slänten det initiala skredet inträffar, dels på egenskaperna inom skredmassorna och i den omgivande jorden. Man skiljer här främst på risken för framåtgripande respektive bakåtgripande följdskred.

Är det initiala skredet beläget en bit upp i slänten/området finns risken för framåtgripande skred. Dessa i sin tur kan bero på olika faktorer och få olika förlopp.

Huvudorsaken är, att vid ett inträffat initialskred kan en stor del av skjuvhållfastheten i glidytan och eventuellt också inom glidkroppen förloras. Består jorden av kvicklera kan praktiskt taget all hållfasthet förloras och detta gäller i princip också andra svenska leror som ofta har sensitiviteter av storleken 10-30. Också vattenmättad löst lagrad sand och silt kan förlora praktiskt taget all hållfasthet vid kraftig störning (liquefaction). Efter ett initialskred kan därför skredmassorna komma att verka på nedanförliggande partier av slänten som en ytlast utan egen bidragande (eller starkt reducerad) hållfasthet. Dessutom tillkommer att vid skredet får skredmassorna en rörelseenergi som skall bromsas upp av krafter från de nedanförliggande jordmassorna. Hållfasthetsnedsättning och rörelsehastighet i lera ökar i princip med jordens sensitivitet och blir speciellt stora i lågplastisk kvicklera (med förutsättning för hög s.k. ”rapiditet”).

Beroende på topografi och egenskaper i nedanförliggande partier kan olika framåtgripande skredförlopp inträffa.

Består jorden av homogen kohesionsjord kan de påförda extrabelastningarna medföra brott inom ett parti av slänten nedanför det

initiella skredet. Tillsammans med de första skredmassorna kommer då detta parti i rörelse, hållfastheten reduceras och belastningen ökar ytterligare på partier längre ner i slänten. Denna kedjereaktion fortsätter sedan så länge topografiska och hållfasthetsmässiga förutsättningar finns.

Består jorden av vattenmättad löst lagrad sand eller silt kan en motsvarande kedjereaktion uppstå på grund av successiv liquefaction i friktionsjorden.

Består jorden av kohesionsjord med inbäddade skikt av friktionsjord kan brottet sprida sig längs dessa skikt. Vid skred utvecklas ofta höga porvattentryck som visat sig kunna vara i samma storleksordning som det totala överlagringstrycket. I inbäddade lager av friktionsjord kan dessa portrycksökningar spridas mycket snabbt och över stora avstånd varvid de medför motsvarande hållfasthetsreduktion samtidigt som krafterna från massorna i initialscredet påförs. I detta fall kan såväl större framåtgripande skred som successiva skredförlopp inträffa.

Bakåtgripande skred (och/eller sidogripande skred) inträffar på grund av att massorna i initialscredet flyter iväg och lämnar en brant bakkant helt utan eller med reducerat mothållande jordtryck. Är höjd och lutning av denna bakkant tillräckligt stora i förhållande till skjuvhållfastheten i bakomliggande jordmassor sker ett nytt bakåtgripande skred. Detta skred lämnar i sin tur en bakkant där ett bakåtgripande skred kan inträffa o.s.v.

Risken för att detta skall inträffa beror på flera faktorer. Risken för att skredmassorna skall flyta iväg och lämna bakkanten helt utan stöttande jordtryck ökar med ökande sensitivitet, med ökande lutning av markytan nedanför initialscredet och om skredmassorna flyter ut i ett vattendrag. Ofta får man i normala svenska leror räkna med att bakåtgripande skred kan ske över stora områden ända tills topografi och fastmarkspartier sätter stopp för processen.

På grund av de många och svårbestämda faktorerna är sekundära skredförlopp svåra att beräkna. Bedömningar av risker för spridning av initialscred görs oftast med ledning av topografi och jordlagerföljder samt sensitivitet och flytbenägenhet (liquefaction potential). Egentligen skulle s. k. "rapiditet" kunna vara ett bättre

mått än sensitivitet, men någon etablerad metod att bestämma denna parameter finns inte.

Vid utredning av en slänts stabilitet måste beaktas om förutsättning föreligger för att slänten skall kunna påverkas av ett initialscred inom omgivande markområden eller i ett mindre parti inom slänten. I detta fall kan slänten aldrig anses säkrare än säkerheten mot ett sådant initialscred. Konsekvensen av detta kan bli att för att erforderlig säkerhet skall uppnås för den aktuella slänten måste åtgärder eller restriktioner sättas in för ett annat parti med sämre stabilitet i närområdet. Alternativt kan åtgärder behöva sättas in för relativt små lokala partier av en lång slänt.



# 8. Rekommendationer

---

## 8.1 Allmänt

I en stabilitetsutredning ingår en värdering av släntens/områdets stabilitet (eller alternativt risken för skred). Denna värdering görs med ledning av de inverkanse faktorer som dokumenterats i de olika utredningsstegen, undersökningarnas och beräkningarnas omfattning och resultat, eventuella kvarstående osäkerheter samt uppskattade konsekvenser av ett eventuellt skred.

Vid värderingen kan olika synsätt användas. Det klassiska och hittills vanligen använda är att uppställa kriterier för totalsäkerhetsfaktorns ( $F_c$ ,  $F_{c\phi}$  alt.  $F_{KOMB}$ ) storlek vid olika betingelser.

I andra sammanhang, t.ex. Nybyggnadsreglerna NR [52] och de senare Konstruktionsreglerna BKR 94 [53], används partialsäkerhetsfaktorer där separata säkerheter läggs på hållfasthetsegenskaper,  $\gamma_m$ , beräkningsmetoder,  $\gamma_{Rd}$  och laster,  $\gamma_f$  och där dessutom konsekvensen av brott,  $\gamma_m$ , beaktas. Detta är i princip ingen större skillnad mot tidigare praxis eftersom produkten av alla partialsäkerhetsfaktorer blir ungefär lika med totalsäkerhetsfaktorn, ( $\gamma_n \gamma_{Rd} \gamma_m \approx F$ ). Partialsäkerhetsfaktorn för last på grund av jordmaterialets egenvikt,  $\gamma_f$ , sätts normalt till 1,0. Skillnaden mellan partialsäkerhetsfaktorer och totalsäkerhetsfaktor är främst mer nyanserade krav på erforderlig säkerhet, eftersom också osäkerheter i beräkningsförutsättningarna vägs in så att span för erforderliga säkerhetsfaktorer erhålls med hänsyn till dessa och eventuella konsekvenser av brott. Att finna lämpliga värden på respektive partialsäkerhetsfaktor med hänsyn till den speciella problematik och de stora jordmassor som är involverade i naturliga slänter kan dock vara svårare, då metoden ännu inte är utprovad för detta fall och tillräcklig erfarenhet saknas.

Ett annat synsätt är att utöver beräknade säkerhetsfaktorer också försöka analysera den tidigare och pågående geologiska processen, möjliga orsaker till skred och sannolikheten för att dessa skall inträffa. Exempel på hur detta kan beaktas ges nedan.

Naturliga slänter är ofta skapade genom erosionsprocesser och erosion i olika former kan anses vara en huvudorsak till skred. I de fall säkerheten är låg och man klart kan konstatera att erosionen är ensam orsak till den otillfredsställande stabiliteten i det aktuella området (eller den aktuella slänten) kan det i en del fall räcka med utläggning av ett gott erosionsskydd och en mycket begränsad höjning av stabiliteten (säkerhetsfaktorn). I övriga fall där erosion pågår måste man beakta att **om inte erosionen stoppas kan en tillfredsställande stabilitet aldrig erhållas i ett längre tidsperspektiv** oavsett vilka eventuella andra åtgärder som vidtas.

I branta slänter förekommer ofta relativt ytliga rörelser i samband med uttorkning - sprickbildning - vattenmättnad - frysning - upptining. Dessa processer leder ofta med tiden till brott och kan endast förhindras genom speciell vegetation eller att hela slänten flackas ut. För djupare glidytor med delvis annan stabilitetsproblematik kan erforderlig stabiliserande effekt ofta erhållas genom avschaktning vid släntkrön och/eller genom fyllning vid släntfot, vilket för dessa glidytor ger ungefär motsvarande effekt som om hela slänten flackas ut.

I de fall stabilitetsproblemen förorsakas av höga vattentryck i lager och skikt i jorden hjälper ofta vare sig erosionsskydd, utflackning eller avschaktning. De senare åtgärderna kan då t.o.m. ha en negativ inverkan. I dessa fall krävs en begränsning av vattentrycken, eventuellt i kombination med fyllning vid släntfot eller utflackning genom uppfyllning.

Eventuella exceptionella lasters varaktighet och hur de tidsmässigt sammanfaller med andra negativa faktorer som låga vattenstånd eller höga portryck måste också analyseras så att en relevant bedömning av vad som skall beaktas kan göras.

Ger utredningen en klar bild av vilken typ av problem som kan uppstå kan också mer relevanta beräkningar göras och de beräknade säkerhetsfaktorerna kan tillåtas vara lägre än de som inrymmer fler osäkerheter. Eventuella åtgärder kan också anpassas bättre för den aktuella problemställningen och ges en mindre omfattning. Möjlighet ges då också till känslighetsanalyser där kritiska nivåer för yttre laster, vattenstånd, portryck, geometriska förändringar och

eventuella hållfasthetsnedsättningar kan beräknas liksom vilka marginaler till dessa nivåer som föreligger.

Till det senare synsättet kan också läggas att de aktuella undersöknings- och beräkningsmetoderna kan "kalibreras" för områden med likartad geologi på samma sätt som gjordes i t.ex. Göta Älvutredningen [2] (se Kap. 1). Står de naturliga slänterna inom området med en med det aktuella förfarandet beräkningsmässig säkerhetsfaktor nära 1,0 utan att skred eller rörelser kan observeras kan en något lägre säkerhetsfaktor än vad som kunnat göras utan denna "kalibrering" ofta accepteras. Detta förfarande måste dock användas med stor försiktighet och förutsätter att utredningen klart visat att jordförhållandena är direkt jämförbara och att inga avvikande skikt eller höga porvattentryck förekommer.

## 8.2 Totalsäkerhetsfaktorer

*(Klassiska bedömningsgrunder)*

### 8.2.1 Förutsättningar

Erforderlig säkerhetsfaktor bör således variera med undersökningens omfattning och osäkerheten i beräkningsantagandena. I NR:s och BKR:s anda krävs generellt en hög säkerhetsfaktor om flera av nedan angivna förutsättningar är ogynnsamma. En lägre kan tillåtas om samtliga aktuella och relevanta förutsättningar är gynnsamma.

Förutsättningar som skall beaktas är bl.a.:

#### **Fältundersökningens innehåll och omfattning:**

(Exempel)

<b>Gynnsamma förhållanden</b>	<b>Ogynnsamma förhållanden</b>
Tätt sonderat	Glest sonderat
CPT-sonderingar är utförda	Endast sonderingar typ Tr, Vim är utförda
Tät provtagning	Gles provtagning
In situ-provning är utförd med vingförsök och dilatometerförsök	Ingen eller ringa provning i fält

**Laboratorieundersökningens innehåll och omfattning:**  
(Exempel)

<b>Gynnsamma förhållanden</b>	<b>Ogynnsamma förhållanden</b>
Stort antal undersökta prover	Litet antal undersökta prover
Kompressionsförsök utförda	Kompressionsförsök saknas
Direkta skjuvförsök är utförda	Direkta skjuvförsök saknas
Triaxialförsök är utförda	Triaxialförsök saknas

**Släntens beständighet:**  
(Exempel)

<b>Gynnsamma förhållanden</b>	<b>Ogynnsamma förhållanden</b>
Ingen risk för erosion	Risk för erosion/pågående erosion
Ringa risk för kemisk förändring	Stor risk för kemisk förändring (fyllningar, upplag, gödselstackar mm)
Intakt gräs-, busk- eller trädvegetation	Vegetationsfria eller avverkade områden alt. lutande och/eller nedfallna träd
Inga tecken på rörelser i slänten	Observerade rörelser i slänten, sprickbildning m.m.

**Släntens geometri:**  
(Exempel)

<b>Gynnsamma förhållanden</b>	<b>Ogynnsamma förhållanden</b>
Väl karterat med avvägningar och lodningar	Glest avvägt och/eller lodat
Flack slänt	Brant slänt
Lokala branta partier finns ej i slänten	Lokala branta partier finns i slänten

**Grundvatten- och portrycksförhållanden:**  
(Exempel)

<b>Gynnsamma förhållanden</b>	<b>Ogynnsamma förhållanden</b>
Långtidsobservationer finns	Långtidsobservationer saknas
Begränsade förväntade tryckvariationer	Risk för stora tryckvariationer
God kännedom om portrycksfördelning såväl med djupet som i slänten som helhet	Ringa kännedom om portrycksfördelningen i slänten
Låg trycknivå	Hög trycknivå

**Ytvattenförhållanden:**  
(Exempel)

<b>Gynnsamma förhållanden</b>	<b>Ogynnsamma förhållanden</b>
Väldränerat och dikat område	Stor risk för lokala vattensamlingar
Ytvatten leds från slänten	Ytvatten leds mot slänten
Karaktäristiska vattenstånd är kända	Karaktäristiska vattenstånd är okända
Små vattenståndsvariationer	Stora vattenståndsvariationer
Långsam förändring i vattestånd	Hastiga förändringar i vattenstånd
Litet avrinningsområde	Stort avrinningsområde
Trummor och kulvertar saknas	Trummor och kulvertar finns i släntens övre delar

**Jordens egenskaper:**  
(Exempel)

<b>Gynnsamma förhållanden</b>	<b>Ogynnsamma förhållanden</b>
Friktionsjordar	Kohesionsjordar
Låg sensitivitet	Hög sensitivitet/Flytbenägen jord
Liten spridning i bestämda hållfasthetsegenskaper	Stor spridning i bestämda hållfasthetsegenskaper
Homogen jord	Skiktade jordar

### Tidigare förändringar i slänten:

(Exempel)

Gynnsamma förhållanden	Ogynnsamma förhållanden
Utlagda erosionsskydd	Pågående erosion
Igenfyllning av erosionsgropar	Utförda icke stabilitetshöjande ingrepp
Utlagda stödfyllningar	Belastningsökningar
Reglering av vattendrag	Avverkning
Belastningsminskningar	

### Nuvarande och förväntad verksamhet i slänten och dess närhet:

(Exempel)

Gynnsamma förhållanden	Ogynnsamma förhållanden
Ingen nyexploatering	Nyexploatering (lastökning, pålning, spontning, sprängning mm)
Små eller inga trafikvibrationer	Stora trafikvibrationer
VA-ledningar saknas	Risk för läckande VA-ledningar
Infiltrationsanläggningar saknas	Infiltration görs inom området
Stabilitetshöjande åtgärder utförs	

### Konsekvenser av skred:

(Exempel)

Gynnsamma förhållanden	Ogynnsamma förhållanden
Ingen risk för människoliv och ringa ekonomisk skada	Risk för människoliv eller stor ekonomisk skada
Begränsad utbredning av skred	Risk för bakåt- eller framåt-gripande skred
Slänten saknar vattendrag	Risk för dämning i vattendrag i samband med skred

**Analys- och beräkningsarbets tillförlitlighet:**  
(Exempel)

<b>Gynnsamma förhållanden</b>	<b>Ogynnsamma förhållanden</b>
Stort antal beräknade glidytor	Litet antal beräknade glidytor
Samtidigt valda ogynnsammaste extremvärden för last, portryck och vattenstånd. Ringa sannolikhet för att vald kombination inträffar samtidigt.	Vald kombination för last, portryck och vattenstånd motsvarar normaltillståndet för slänten.
Utförd känslighetsanalys av svårtolkade förutsättningar ger endast ringa förändring på beräkningsresultatet.	Utförd känslighetsanalys av svårtolkade förutsättningar ger betydelsefull förändring av beräkningsresultat.
Kritiska glidytan omfattar mycket stor jordvolym med ett stort antal hållfasthetsbestämningar och mindre glidytor har god beräkningsmässig säkerhet.	Kritiska glidytan omfattar mindre jordvolym med ett fåtal hållfasthetsbestämningar.
Förhållandena är enkla med små variationer i yta, jordlagerföljd eller hållfasthet.	Förhållandena är komplicerade med stora variationer i yta, jordlagerföljd eller hållfasthet.
2-dimensionell analys (som regel något på säkra sidan).	3-dimensionell analys (begränsad erfarenhet för stora slänter)

Tabellerna kan även tjäna som checklista för att alla relevanta förutsättningar har klarlagts vid utredningsarbetet.

## **8.2.2 Markanvändning**

Vid bedömning av erforderlig säkerhetsfaktor för markanvändning för olika ändamål skiljer man på:

### **Bebyggelseområden**

Med bebyggelseområden avses mark som används för dygnet-runtvistelse, ansamling av människor eller dyrbara/viktiga anläggningar. Exempel är: Allmänna byggnader, bostäder, handel, industri, kontor, skolor, parkering, lagerbyggnader, hamnar, idrottsanläggningar - dvs merparten av det som ingår i begreppet kvartersmark- samt huvud- och industrigator, torg, huvudledningar för vatten, avlopp och gas, områden med miljöfarlig verksamhet, allmänna vägar och järnvägar.

### **Nyexploatering**

Avser alla byggnader och anläggningar som tillkommer genom planläggning eller prövning av lov enligt PBL eller på annat sätt (vägar, järnvägar, ledningar i mark, hamnar, kanaler etc.). Härmed avses också alla framtida förändringar i form av t.ex. om- och tillbyggnader som tillåts enligt planen.

### **Befintliga bebyggelseområden**

Avser tidigare exploaterade områden. I vissa fall kan dessa befintliga områden tillåtas ha en lägre beräknad säkerhetsfaktor under förutsättning att ingen försämring av stabiliteten tillåts. Pågående och potentiella försämringar måste förhindras och varje form av tilläggsbelastningar eller nyanläggning inom området betraktas som nyexploatering.



## **Annan mark**

Med annan mark avses markanvändning som endast medför dagvistelse och anläggningar av mindre betydelse. Exempel är: Parker, bollplaner, utomhuslager, gång-, cykel- och mopedvägar (GCM-vägar), lokalgator, andra ledningar än huvudledningar samt bodar, garage och parkeringsplatser på minst 25 m avstånd från huvudbyggnader i småhusområden och frekvent använda fritidsområden.

## **Naturmark**

Naturmark avser mark som endast utnyttjas för dagvistelse av enstaka personer och som inte inrymmer några anläggningar av betydelse.

För de olika markanvändningstyperna ställs olika (avtagande) krav på erforderlig säkerhetsfaktor med hänsyn till den risk för personskada och materiella förluster som är involverad. Ur denna synvinkel bör **nyexploatering och befintlig bebyggelse** jämföras. Att en något lägre säkerhetsfaktor ändå under vissa förhållanden kan accepteras för befintlig bebyggelse beror på att de osäkerhetsmoment som är förknippade med belastningsökningar och vibrationer vid pågående anläggning är eliminerade samt att strängare restriktioner för framtida verksamheter då införs.

För **naturmark** tillåts säkerhetsfaktorn i princip vara nära 1,0 förutsatt att eventuella skred är ytliga, att skreden ej kan bli framåt eller bakåtgripande så att annan mark berörs, eller att stabiliteten för denna påverkas, samt att inga miljökonsekvenser eller annan påverkan på andra områden uppstår.

För **annan mark** gäller krav på säkerhetsfaktorn som storleksmässigt ligger mitt emellan de som gäller för bebyggda områden och för ren naturmark.

### 8.2.3 Erforderlig säkerhetsfaktor

Erforderlig säkerhetsfaktor varierar således med undersökningens omfattning och konsekvensen av skred. Vid **geotekniska besiktningar och överslagsberäkningar** skall hållfasthet och porvatten-tryck väljas på vad som bedöms vara klart på säkra sidan. Med dessa parametrar och det begränsade underlag som då finns krävs för överslagsberäkningarna att  $F_{c\phi} > 1,5$  samt för kohesionsjord dessutom att  $F_c > 2$ . Användande av överslagsberäkningar förutsätter i sig att släntens jordlagerförhållanden, topografi och portrycksbild är relativt enkla. Dessa höga krav är ställda för att man på detta vis på ett tidigt stadium skall kunna sortera bort klara fall som kan klassas som stabila från vidare utredning. De är också baserade på att man vid överslagsberäkningar inte kan utföra kombinerade analyser som alltid ger lägsta säkerhetsfaktor. Varje form av **nyexploatering måste dock föregås av minst en "detaljerad utredning"**.

På basis av den **detaljerade utredningen** kan området/slänten klassas som tillfredsställande stabilt om både  $F_c \geq 1,7-1,5$  och  $F_{KOMB} \geq 1,45-1,35$ . I sand bör  $F_c$  motsvarande vara lägst 1,3. Erforderliga säkerhetsfaktorer inom spannen bedöms enligt aktuella förutsättningar med hänsyn till gynnsamma och ogynnsamma förhållanden.

Områden och slänter som på detta vis klassats som stabila anses ha en tillfredsställande stabilitet för all typ av markanvändning inkluderande nyexploatering. För annan mark konsekvenserna av ett eventuellt skred är mindre, kan säkerhetsfaktorn tillåtas vara något lägre.

I de fall en **fördjupad utredning** utförts är bedömningsunderlaget mer omfattande och kraven på erforderliga säkerhetsfaktorer kan sänkas något och nyanseras. Kraven vid nyexploatering bör då vara i storleksordningen  $F_c \geq 1,5-1,4$  och samtidigt  $F_{KOMB} \geq 1,35-1,3$ . För befintlig bebyggelse kan något lägre värden accepteras om kraven för nyexploatering inte kan uppnås med rimliga åtgärder. I dessa fall bör gälla  $F_c \geq 1,4-1,3$  och  $F_{KOMB} \geq 1,3-1,2$ . Det skall dock observeras att dessa lägre säkerhetsfaktorer endast gäller under förutsättning att restriktioner införs för markens nyttjande. För annan mark kan kraven med samma förbehåll sättas i storleken

$F_c \geq 1,3-1,2$  och  $F_{KOMB} \geq 1,2-1,15$ . För sand gäller motsvarande krav på  $F_{c\phi}$  som för  $F_{KOMB}$ .

**För kohesionsjord gäller således normalt att såväl odränerade som kombinerade analyser skall utföras och att såväl kraven på  $F_c$  som  $F_{KOMB}$  skall vara uppfyllda.** Undantagen är överslagsberäkningar vid den geotekniska besiktningen, där dock såväl dränerade som odränerade analyser skall göras och **kraven på såväl  $F_{c\phi}$  som  $F_c$  skall vara uppfyllda**, samt beräkningar för mycket kortvariga lastfall som med säkerhet kan antas vara odränerade.

En schematisk uppställning för erforderlig säkerhetsfaktor i olika utredningsskedet och vid olika markanvändning ges i Tabell 8:1.

Inom befintliga bebyggelseområden skall man sträva efter att höja säkerheten till de värden som gäller för nyexploatering. I den mån säkerheten inte når upp till minimikraven skall förstärkningsåtgärder vidtagas. Detta gäller även annan mark. I de fall förstärkningsåtgärder utförs kan man beakta det gynnsamma förhållandet att man (under förutsättningen att åtgärden är riktig) genomför en verklig förbättring av stabiliteten vilket då också medför något lägre krav på erforderlig säkerhetsfaktor.

Angivna säkerhetsfaktorer är endast riktvärden och de kan modifieras ytterligare på basis av andra kriterier och synsätt. Bland annat bör en känslighetsanalys göras för hur antagna laster och portryck påverkar säkerhetsfaktorn innan den slutliga bedömningen görs.

Skede	Markanvändning			
	Nyexploatering	Befintlig bebyggelse och anläggning	Annan mark	Naturmark
Geoteknisk besiktning och överslagsberäkning	Minst detaljerad utredning skall utföras	$F_c > 2 +$ $F_{c\phi} > 1,5$	$F_c > 2 +$ $F_{c\phi} > 1,5$	$F_c, F_{KOMB}$ och $F_\phi > 1$ (Under förutsättning att omgivande mark ej påverkas)
Detaljerad utredning	$F_c \geq 1,7 - 1,5 +$ $F_{KOMB} \geq 1,45 - 1,35$ $F_\phi \geq 1,3$ (sand)	$F_c \geq 1,7 - 1,5 +$ $F_{KOMB} \geq 1,45 - 1,35$ $F_\phi \geq 1,3$ (sand)	$F_c \geq 1,6 - 1,4 +$ $F_{KOMB} \geq 1,4 - 1,3$ $F_\phi \geq 1,3$ (sand)	$F_c, F_{KOMB}$ och $F_\phi > 1$ (Under förutsättning att omgivande mark ej påverkas)
Fördjupad utredning (och kompletterande utredning)	$F_c \geq 1,5 - 1,4 +$ $F_{KOMB} \geq 1,35 - 1,30$ $F_\phi \geq 1,3$ (sand)	$F_c \geq 1,4 - 1,3 +$ $F_{KOMB} \geq 1,30 - 1,20$ $F_\phi \geq 1,3 - 1,2$ (sand) Under förutsättning att restriktioner införs.	$F_c \geq 1,3 - 1,2^* +$ $F_{KOMB} \geq 1,2 - 1,15^*$ $F_\phi \geq 1,2 - 1,15$ (sand)  *) Lägre värden avser befintlig anläggning av mindre betydelse	$F_c, F_{KOMB}$ och $F_\phi > 1$ (Under förutsättning att omgivande mark ej påverkas)

Tabell 8:1. Schematisk tabell för val av erforderlig säkerhetsfaktor. Angivna värden är riktvärden.

### 8.3 Partialsäkerhetsfaktorer

I likhet med Nybyggnadsreglerna NR [52] och konstruktionsreglerna BKR [53] skulle man kunna använda sig av partialsäkerhetsfaktorer i stället för totalsäkerhetsfaktorn. De partialsäkerhetsfaktorer som används i NR och BKR är dock avsedda för nybyggnation där relativt begränsade jordvolymmer är involverade.

Med partialsäkerhetsfaktorer avses att man lägger separata säkerhetsfaktorer på de ingående parametrarna last, hållfasthet  $\gamma_m$  och beräkningsmetod  $\gamma_{Rd}$ . Vidare används en partialsäkerhetsfaktor som beror på den involverade risken  $\gamma_n$ .

För last som beror på egenvikt av jord används normalt partialsäkerhetsfaktorn  $\gamma_f = 1,0$ .

För hållfasthetsegenskaper ges partialsäkerhetsfaktorn  $\gamma_m$ , beroende på jordart, som intervall inom vilka faktorerna väljs med hänsyn till omfattning och noggrannhet i hållfasthetsprovningen och spridningen i försöksresultaten. I reglerna anges vidare att för större glidytor där stabiliteten bestäms av medelvärdet av flera hållfasthetsprovningar längs glidytan kan en reduktion av partialsäkerhetsfaktorerna inom spannet göras med maximalt 20 %.

Partialsäkerhetsfaktorn  $\gamma_{Rd}$  avser att kompensera för osäkerheter i beräkningsmodellen och andra osäkerheter. För naturliga slänter innebär detta främst att en extra partialsäkerhetsfaktor bör läggas på odränerade och dränerade analyser i lera då dessa inte helt motsvarar det farligaste beräkningsfallet.

Faktorn  $\gamma_n$  väljs med hänsyn till konsekvens av ett eventuellt brott. För slänter skulle bebyggda områden kunna hänföras till säkerhetsklass 2 ( $\gamma_n=1,1$ ) och naturmark till säkerhetsklass 1 ( $\gamma_n=1,0$ ).

En direkt jämförelse mellan gängse rekommendationer för totalsäkerhetsfaktorer vid släntstabilitet ger vid handen att för att få överensstämmelse med dessa vid en fördjupad utredning skulle partialsäkerhetsfaktorer i ungefär följande storleksordning bli aktuella för naturliga slänter

Bebyggelseområden

$$\gamma_n \approx 1,1$$

Annan mark

$$\gamma_n \approx 1,0$$

Kombinerad analys

$$\gamma_{Rd} \approx 1,0$$

Dränerad och odränerad analys

$$\gamma_{Rd} \approx 1,1$$

Friktionsvinkel

$$\gamma_m \approx 1,0$$

Odränerad skjuvhållfasthet  $\tau_{fu}$

$$\gamma_m \approx 1,2$$

Vid inledande utredningar och överslagsberäkningar i samband med geoteknisk besiktning ökar faktorerna  $\gamma_m$  och  $\gamma_{Rd}$  för att inrymma de större osäkerheterna i beräkningsunderlaget.

Vad som främst skiljer från angivna partialsäkerhetsfaktorer i NR och BKR är att faktorn  $\gamma_m$  för odränerad skjuvhållfasthet i naturliga slänter blir lägre. Som ovan nämnts anger NR och BKR att en maximal reduktion av basvärdena med 20% kan göras om ett medelvärde för flera hållfasthetsbestämningar i en större jordvolym används. I fallet naturliga slänter skulle motsvarande reduktion behöva vara minst 25 å 30 %, vilket med samma synsätt inte är orimligt med tanke på de mycket stora involverade jordvolymerna.

*Detta behöver dock utredas och prövas i stor omfattning innan en övergång kan ske.*

## 9. Referenser

---

- [1] **Viberg, L. (1982).** Kartering och klassificering av lerområdets stabilitetsförutsättningar. *Statens geotekniska institut, Rapport No. 15, Linköping.*
- [2] **Statens offentliga utredningar, SOU:48 (1962).** Rasriskerna i Götaälvdalen.
- [3] **Leroueil, S., Collins, G. and Tavenas, F. (1982).** Total and effective stress analyses of slopes in Champlain Sea clays. Symposium on landslides, Linköping 1982. *Statens geotekniska institut, Rapport No. 17, Linköping.*
- [4] **Ahlberg, P., Bergdahl, U., Berggren, B., Johansson, L. och Schälin, J. (1988).** Geotekniska utredningar för stabilitetsanalyser - Allmänna råd för omfattning och kvalitet. *Statens geotekniska institut, Information No. 4, Linköping.*
- [5] **Stål, T. och Viberg, L. (1981).** Kartering av potentiella skredriskområden i Sverige. *Statens geotekniska institut, Varia No. 55, Linköping.*
- [6] **Banverket (1995).** Stabilitetsanalyser *BVF 585.10. Banverket, Borlänge.*
- [7] **Vägverket (1993).** BYA 92, Kapitel 2.4 Dimensioneringsförutsättningar. *VV publikation 1992:022, Borlänge.*
- [8] **Ohlsson, F. Hallingberg, A., Johansson, L., och Nyberg, M. (1994).** Övervakningssystem för lerslänter. Beskrivning av förekommande instrument och metoder. *IVA's skredkommission, Rapport 2:94.*
- [9] **Larsson, R. (1984).** On the Use of Effective Stress Analyses for Slope Stability in Clays. *Proceedings, IV International Symposium on Landslides, Toronto 1984, Vol. 2, pp. 277-282.*

- [10] **Larsson, R., Bergdahl, U. och Eriksson, L. (1984).** Utvärdering av skjuvhållfasthet i kohesionsjord. *Statens geotekniska institut, Information No. 3, Linköping.*
- [11] **Svensk standard SS 02 71 25 (1991).** Geotekniska provnings-metoder - Skjuvhållfasthet - Fallkonförsök - Kohesionsjord. *Byggstandardiseringen, SIS, Stockholm.*
- [12] **Svenska geotekniska föreningen - SGF (1992).** Rekommenderad standard för vingförsök i fält. *SGF Rapport 2:93.*
- [13] **Svensk standard SS 02 71 27 (1991 ).** Geotekniska provningsmetoder - Skjuvhållfasthet - Direkta skjuvförsök, CU - och CD - försök - Kohesionsjord. *Byggstandardiseringen, SIS, Stockholm.*
- [14] **Svenska geotekniska föreningen - SGF (1992).** Rekommenderad standard för CPT-sondering. *SGF Rapport 1:93.*
- [15] **Larsson, R. (1993).** CPT-sondering - Spetstrycksondering med och utan portrycksmätning. *Statens geotekniska institut, Information No. 15, Linköping.*
- [16] **Larsson, R. (1989).** Dilatometerförsök. *Statens geotekniska institut, Information No. 10, Linköping.*
- [17] **Larsson, R. (1990).** Behaviour of organic clay and gyttja. *Statens geotekniska institut, Rapport No. 38, Linköping.*
- [18] **Larsson, R. (1982).** Jords egenskaper. *Statens geotekniska institut, Information No. 1, Linköping.*
- [19] **Hansbo, S. (1957).** A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall-cone test. *Statens geotekniska institut, Proceedings No. 14. Stockholm.*



- [20] **Larsson, R. (1977).** Basic behaviour of Scandinavian soft clays. *Statens geotekniska institut, Rapport No. 4, Linköping.*
- [21] **Berre, T. (1981).** Triaxial testing at the Norwegian Geotechnical Institute. *ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 5, 1982, pp. 3-17. Också i Norges Geotekniske Institutt, Publikasjon Nr. 134, Oslo.*
- [22] **Larsson, R. (1981).** Drained behaviour of Swedish clays. *Statens geotekniska institut, Rapport No. 12, Linköping.*
- [23] **Marchetti, S. (1985).** On the field determination of  $K_0$  in sand. *Panel discussion, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Session 2A, San Francisco.*
- [24] **Bolton, M. D. (1986).** The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique Vol. 36, No. 1.*
- [25] **Larsson, R. (1989).** Hållfasthet i friktionsjord. *Statens geotekniska institut, Information No. 8, Linköping.*
- [26] **Bellotti, R., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M., Lancelotta, R. and Robertson, P.K. (1989).** Shear strength of sand from CPT. *Proceedings, 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 179-184.*
- [27] **Barton, N. and Kjaernsli, B. (1981).** Shear Strength of Rock-fill. *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, No. GT7, 1981. Också i Norges geotekniske institutt Publikasjon No. 136, Oslo.*
- [28] **Bergdahl, U., Ottosson, E. och Malmborg, B.S. (1993).** Plattgrundläggning. *Svensk Byggtjänst, Stockholm.*
- [29] **Das, B. M. (1983).** Fundamentals of Soil Dynamics. *Elsevier, Amsterdam.*

- [30] **Robertson, P.K. and Campanella, R.G. (1985).** Liquefaction potential of sands using the CPT. *ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 111, No.3.*
- [31] **Brorsson, I., Eriksson, L. and Larsson, R. (1992).** Training course in geotechnical engineering, Manila 1992. *Swedish National Road Consulting AB - SweRoad, Stockholm.*
- [32] **Öberg, A-L. and Sällfors, G. (1995).** A Rational Approach to Determination of the Shear Strength Parameters of Unsaturated Soils. *Proceedings, 1st. International Conference on Unsaturated Soils, Vol. 1, pp. 151-158, Paris.*
- [33] **Fredlund, D. G. (1985).** Soil mechanics principles that embrace unsaturated soils. *Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 2, pp. 465-472.*
- [34] **Tremblay, M. (1990).** Mätning av grundvattennivå och portryck. *Vägverket - VBg och Statens geotekniska institut, Information No. 11, Linköping.*
- [35] **Berntsson, J. A. (1983).** Portrycksvariationer i leror i Göteborgsregionen. *Licentiatsuppsats. Institutionen för geoteknik. Chalmers tekniska högskola. Även tryckt som Statens geotekniska institut, Rapport No. 20, Linköping.*
- [36] **Tremblay, M. (1995).** Modelling of Groundwater Conditions in Silts and Fine Sands, A study of induced groundwater changes based on laboratory and full-scale field tests. *Doktorsavhandling, Chalmers tekniska högskola, inst. f. Geoteknik, Göteborg.*

- [37] **Öberg, A.-L. (1994).** Stabilitet i silt- och sandslänter. *Chalmers tekniska högskola, Inst. f. geoteknik, Rapport B 1994:9, Göteborg.*
- [38] **Öberg, A.-L. (1995).** Improving Engineering Practice of Slope Stability Analysis for Unsaturated Soils. *Proceedings; International symposium on slope stability 1996, Trondheim. In print.*
- [39] **Svensson, C. och Sällfors, G. (1985).** Beräkning av dimensionerande grundvattentryck. *Chalmers Tekniska Högskola, Geohydrologiska Forskningsgruppen, Meddelande No. 78.*
- [40] **Gustafsson, G. och Svensson, C. (1993).** Grundvattenmodellering med spreadsheet program. *Kompendium, Publikation C46, Chalmers tekniska högskola, Inst. f. geologi, Göteborg.*
- [41] **Olofsson, T. (1987).** Handbok för erosionsskydd i vatten vid väg- och brobyggnad. *Vägverket, Väg- och brokonstruktion, Geoteknik, 1987:18.*
- [42] **Cederwall, K. (1984).** Erosion och erosionsskydd. *Handboken BYGG, Kapitel G22, Liber Förlag, Stockholm.*
- [43] **Ohlsson, F., Hallingberg, A., Johansson, L. och Nyberg, M. (1994).** Erosionsskydd i samband med förstärkningsåtgärder för slänter. *IVA's skredkommission, Rapport 1:94.*
- [44] **Janbu, N. (1954).** Stability analysis of slopes with dimensionless parameters, *Thesis, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.*
- [45] **Janbu, N. (1973).** Slope stability computations. *Embankment Dam Engineering - Casagrande Volume. John Wiley & Sons.*

- [46] **Sällfors, G. (1984).** Handbok för beräkning av slänters stabilitet. *Statens råd för byggnadsforskning, Rapport R53:1984, Stockholm.*
- [47] **Hansbo, S. och Sällfors, G. (1984).** Jordmekanik. *Handboken BYGG, Kapitel G05, Liber Förlag, Stockholm.*
- [48] **Lieng, J. (1981).** An extension of Janbu's Stability number chart to include slope ratios of up to  $n=10$ . *Internal Report, Norges Tekniske Högskole, Trondheim.*
- [49] **Axelsson, K. och Johansson, L. (1991).** Släntstabilitetsberäkningar med klassiska beräkningsmetoder - En jämförelse mellan olika beräkningsprogram. *IVA's skredkommission, Rapport 2:91.*
- [50] **Yamagami, T. and Ueta, Y. (1986).** Noncircular Slip Surface Analysis of Stability of Slopes - An Application of Dynamic Programming to the Janbu Method. *Journal of Japan Landslide Society 22-4.*
- [51] **Gens, A., Hutchinson, J. N. and Cavounidis, S. (1988).** Three-Dimensional Analysis of Slides in Cohesive Soils. *Géotechnique 38, Vol. 1, pp. 1-23.*
- [52] **Boverket (1989).** Nybyggnadsregler, *BFS 1988:18, Stockholm.*
- [53] **Boverket (1994).** Konstruktionsregler, *BKR 94, BFS 1993:58, Karlskrona.*

# Publikationer utgivna av Skredkommissionen

## RAPPORT

- 1:89 Mätning av spänningar och deformationer i slänter**  
Karin Rankka, Björn Möller, Göran Sällfors
- 2:89 Spänningar och deformationer i slänter - praktikfall**  
Björn Möller, Karin Rankka, Göran Sällfors, Helen Åhnberg
- 1:90 Ansvars- och ersättningsfrågor vid ras och skred**  
Siv Ann Andermyr  
Rapporten utarbetad på uppdrag av arbetsgruppen för kunskapsförmedling
- 2:90 Ras och skred i Sverige**  
Börje Stigler, Per Ahlberg, Curt Fredén, Sven Olofsson, Stig Sjöstedt
- 1:91 Mätning av jordtryck och horisontalrörelse. Redovisning av tre projekt**  
Hjördis Andersson, Inge Brorsson, Karin Rankka, Göran Sällfors
- 2:91 Släntstabilitetsberäkningar med klassiska beräkningsmetoder  
En jämförelse mellan olika beräkningsprogram**  
Lars Johansson, Kennet Axelsson
- 1:94 Erosionsskydd i samband med förstärkningsåtgärder för slänter**  
Folke Ohlsson, Anders Hallingberg, Lars Johansson, Marianne Nyberg
- 2:94 Övervakningssystem för lerslänter. Beskrivning av förekommande instrument och metoder**  
Folke Ohlsson, Anders Hallingberg, Lars Johansson, Marianne Nyberg
- 3:94 Ansvars- och ersättningsfrågor vid ras och skred**  
Siv Ann Andermyr  
(2:a upplagan, ersätter Rapport 1:90)
- 1:95 Kostnadsansvar vid skred - fyra tänkbara situationer**  
Arbetsgruppen för kunskapsförmedling
- 2:95 Naturvärden och miljökonsekvenser i samband med stabilitetsarbeten**  
Mats Lindqvist, Ola Sjöstedt

## INFORMATION

- 1:90      **Säkerhet i grund och botten**  
Arbetsgruppen för kunskapsförmedling

## FAKTABLAD

- April 1992    **Stabilitetsutredning, tekniskt faktablad**  
Arbetsgruppen för släntbeteende

## VIDEOFILM

- Sept. 1992    **Ras och skred - säkerhet i grund och botten med tillhörande text-häfte**  
Arbetsgruppen för kunskapsförmedling

## ARBETSRAPPORT

- Febr. 1990    **Åtgärdskalender - Exempel. Räddningsledares åtgärdskalender vid överhängande fara för skred eller ras**  
Arbetsgruppen för kunskapsförmedling
- Febr. 1990    **Ras- och skredfrågor i plan- och byggprocessen**  
Arbetsgruppen för kunskapsförmedling
- Febr. 1990    **Ras- och skredfrågor i plan- och byggprocessen**  
**Underlag för exempel på planbestämmelser som berör ras- och skredproblem**  
Arbetsgruppen för kunskapsförmedling
- 1:92          **Inventering av beräkningsprogram i Sverige inom området slänters stabilitet**  
Hjördis Andersson, Per-Evert Bengtsson
- 1:94          **Anvisningar för släntstabilitetsutredningar (Remiss)**  
Arbetsgruppen för släntbeteende
- 2:94          **Information om Anvisningar för släntstabilitetsutredningar (Remiss)**  
Arbetsgruppen för släntbeteende
- 3:94          **Anvisningar för släntstabilitetsutredningar. Brukaranvisning (Remiss)**  
Arbetsgruppen för släntbeteende

**Distribution: Statens geotekniska institut, Biblioteket  
581 93 Linköping, Tel: 013-20 18 04, Fax: 013-20 19 14**





c/o Statens geotekniska institut  
581 93 Linköping  
013-20 18 00, [sgi@swedgeo.se](mailto:sgi@swedgeo.se), [www.swedgeo.se](http://www.swedgeo.se)