

# TEMPORÄRA SLÄNTER

*Fördjupningsbilaga till SGI Vägledning för slänt-  
stabilitetsutredningar*



**Michael Sabattini, Lars Hall, David Ekstrand,  
Tobias Thorén**

**2022-11-01**

Uppdragsledare:	Tobias Thorén
Granskare:	Karin Odén
Handläggare:	Tobias Thorén
Diariernr:	1.1-2105-0350
Uppdragsnr:	50042
Totalt antal sidor	43

Hänvisa till detta dokument på följande sätt:

Sabattini, M, Hall, L., Ekstrand, D., Thorén, T. 2022, Temporära slänter, Fördjupningsbilaga till SGI Vägledning Anvisningar för släntstabilitetsutredningar. SBUF-projekt: 13957, Statens geotekniska institut, SGI, Linköping, 2022-11-01.

Foto på omslag: Michael Sabattini, PEAB

## Förord

Denna rapport utgör en fördjupningsbilaga till SGI:s vägledning *Anvisningar för släntstabilitetsutredningar* som avser naturliga slänter. I rapporten ges kompletterande anvisningar för hur stabiliteten bör hanteras vid schaktarbeten med temporära slänter. Rapporten är framtagen inom ett SGI-uppdrag 50042 (d.nr. 1.1-2105-0350) med medel från SBUF-projekt 13957.

I uppdraget har ingått en arbetsgrupp som utgjorts av David Ekstrand och Sven Liedberg (Skanska), Michael Sabattini (PEAB), Lars Hall (NCC) samt Tobias Thorén, Karin Odén och David Rudebeck (SGI). Textarbetet har utförts av representanterna från Skanska, PEAB och NCC medan textjustering och viss layout har utförts av SGI.

I uppdraget har även ingått en referensgrupp, som läst och granskat rapporten. Referenspersonerna har utgjorts av Jonas Axelsson (Trafikverket), Wilhelm Rankka (SGI), Torbjörn Edstam (Skanska), Göran Sällfors (Geoforce/Chalmers) samt Mats Karlsson (Chalmers).

Tobias Thorén

Uppdragsledare

Karin Odén

Granskare



# Innehållsförteckning

Bakgrund.....	7
Sammanfattning.....	8
1 Inledning .....	9
2 Geometrier och belastningar .....	10
2.1 Tredimensionella effekter .....	10
2.1.1.1 Generellt om tredimensionella effekter.....	10
2.1.1.2 3D-säkerhet utifrån glidyteberäkningar .....	11
2.1.1.3 Geometriska förutsättningar .....	12
2.1.1.4 Oändligt överstark intilliggande stabilitet.....	14
2.1.1.5 Ändligt överstark intilliggande stabilitet.....	16
2.2 Laster och yttre faktorer .....	18
3 Grundvatten och portryck .....	19
3.1.1 Transient beteende .....	19
3.1.2 Hydrauliskt grundbrott.....	20
3.1.2.1 Hydraulisk bottenuptryckning.....	20
3.1.2.2 Hydraulisk bottenhävning.....	22
3.1.2.3 Hydrauliskt bottenuppluckring .....	23
3.1.2.4 Inre erosion.....	24
3.1.2.5 Jordförvätskning .....	26
3.1.3 Tillfälliga grundvatten- och porvattentrycksänkningar .....	28
3.1.3.1 Hydrauliska barriärer .....	28
3.1.3.2 Avvattningsmetoder .....	28
4 Schaktmetoder och förstärkningar .....	30
4.1 Oförstärkta schakter.....	30
4.2 Etappvis schaktning .....	30
4.3 Avlastningsschakt .....	31
4.4 Undervattenschakt .....	31
4.5 Förstärkningar .....	32
4.5.1 Spontkassett .....	32
4.5.2 Spont .....	32
4.5.3 Jordspikning .....	33

4.5.4	Djupstabilisering .....	34
4.5.5	Övriga metoder .....	34
4.6	Samverkan .....	34
5	Kontroll och övervakning .....	35
5.1	Temporära slänter .....	35
5.2	Metoder .....	35
5.2.1	Peglar, spikar .....	36
5.2.2	Stakkäppar, flukter .....	36
5.2.3	Inklinometer .....	37
5.2.4	Grundvatten- och portrycksmätning .....	37
5.2.5	Iakttagelser.....	37
5.2.6	GIS-system för övervakning .....	38
5.2.7	Larm och gränsvärden .....	39
5.3	Åtgärder och ansvarsfördelning .....	39
	Referenser .....	41

## Bakgrund

Släntstabilitetsutredningar utförs idag ofta enligt anvisningar i *Skredkommissionens rapport 3:95* (Skredkommissionen, 1995). Det är också vanligt att beställare anger att dessa anvisningar ska följas. Anvisningarna är utformade med tanke på stabilitetsutredningar för naturliga slänter och omfattar därmed inte de specifika stabilitetsfrågor som kan uppkomma vid dimensionering och utförande av temporära (tillfälliga) schaktslänter.

Statens geotekniska institut, SGI genomför nu, tillsammans med företrädare för branschen, en omarbetning av Skredkommissionens rapport 3:95 som gavs ut 1995. Detta arbete bekostas i huvudsak av SGI. Tiden för referensgruppens arbete bekostas av de ingående organisationerna. I samband med arbetet har representanter för anläggningsbranschen identifierat ett behov av att komplettera skriften med anvisningar för temporära schaktslänter.

Temporära schakter behandlas bl.a. i skriften *Schakta säkert* (Lundström et al., 2015) som togs fram med bland annat medel från SBUF. Skriften vänder sig till de som ansvarar för schaktarbeten (schaktansvarig) och de som arbetar på byggarbetsplatsen, till exempel platschefer. I skriften ges generella typsektioner för utformning av schaktslänter som endast kan användas under speciella ”enkla” förhållanden. I de fall förhållanden är annorlunda ska schakten utformas av ansvarig geotekniker.

Det finns idag inga specifika anvisningar för dimensionering av temporära schaktslänter. Dimensioneringen av schaktslänterna blir därför avhängig av den ansvarige geoteknikerns erfarenhet, kunskaper och respektive projekts ekonomiska ramar. Genom att komplettera anvisningarna för naturliga slänter med anvisningar för temporära schaktslänter får ansvarig geotekniker ytterligare stöd i sin projektering. Aktuell vägledning kommer att vara till nytta för entreprenörer och beställare genom att man ökar kunskapen om stabiliteten för temporära schakter, vilket kommer att bidra till både säkrare schaktarbeten och möjlighet att optimera schaktslänterna.

## Sammanfattning

I denna rapport redovisas anvisningar för geotekniska undersökningar, utredningar, beräkningar och kontroller som är avsedda för att dimensionera temporära schaktslänter. Rapporten utgör en fördjupningsbilaga till SGI:s Vägledning *Anvisningar för släntstabilitetsutredningar*.

Genom de kompletterande anvisningarna i fördjupningsbilagan ökas kunskapen och förståelsen i branschen för de problemställningar som kan uppkomma vid utförande av temporära slänter. Dimensioneringsarbetet av schakten blir därmed mindre beroende av personliga erfarenheter och ekonomiska ramar. Uppdraget har utförts i samverkan med entreprenörer genom ett SBUF projekt nr. 13957.

Rapporten är uppbyggd i fem delkapitel och behandlar respektive delämnena:

- Kapitel 1: Inledning
- Kapitel 2: Geometrier och belastningar
- Kapitel 3: Grundvatten och portryck
- Kapitel 4: Schaktmetoder och förstärkningar
- Kapitel 5: Kontroll och övervakning.

I kapitel 1 ges en introduktion till de problemställningar som berör temporära slänter. Bl.a. behandlas hur typ av jord påverkar val av släntlutning och hur skjuvhållfasthetsförhållandena förändras över tid.

I kapitel 1 beskrivs hur man utifrån tvådimensionella beräkningar (vertikalplanet) kan beakta tredimensionella effekter enligt SBUF-rapport *Frischakt (släntschakt) i lös lera med nyttjande av "3D-effekten"* (Edstam, 2021). Vidare anges i kapitel 1 hur tillfälliga och permanenta laster och påverkan av yttre faktorer bör beaktas vid stabilitetsanalys av temporära slänter.

I kapitel 2 beskrivs hur grundvatten och portryck både påverkas av och vilken negativ påverkan de kan få på förutsättningarna för schaktningsarbeten. Det ges en beskrivning av transient beteende i kohesionsjord, d.v.s. hur portrycksutjämning leder till förändrade skjuvhållfasthetsförhållanden där den tillgängliga skjuvhållfastheten övergår från odränerad till dränerad.

I kapitel 2 redovisas vidare olika brottyper i jorden som kan kopplas till hydrauliskt grundbrott, dess orsaker och konsekvenser. Där redovisas även vilka åtgärder som är lämpliga att vidta för att förebygga eller akut avhjälpa dessa brottyper.

I kapitel 3 redovisas olika typer av släntschakter som oförstärkta, etappvisa och avlastningsschakter. Vidare beskrivs översiktligt om olika typer av stödkonstruktioner, för de förhållanden där släntschakt inte är genomförbar, samt olika typer av lämpliga förstärkningar vid schaktningsarbeten. I kapitel 4 behandlas även hur hänsyn kan tas till lastsamverkan mellan jord och konstruktionselement.

Slutligen ges i kapitel 4 anvisningar om lämpliga metoder för att kontrollera och övervaka schaktningsarbeten med hänsyn till rörelser och portryck. Både manuella och automatiska metoder tas upp. I kapitel 5 ges även anvisningar om larm och gränsvärden samt om behovet av att ta fram förutbestämda åtgärder vid larm och ansvarsfördelning på arbetsplatsen.



## 1 Inledning

Temporära slänter har olika beteende beroende på jordprofil och sammansättning av jordmaterialet och rådande grundvattenförhållanden. Jordmaterialet avgör bl.a. vilken lutning en slänt kan ställas i på kort sikt. Vid alla förändringar av geometrier och belastningar såsom schakt och fyllning förändras jämvikten i slänten och jämvikten bibehålls genom att skjuvhållfasthet successivt mobiliseras. Vid denna skjuvning uppstår en portrycksförändring.

Vid schakter i friktionsjord från sandfraktion och grövre blir jorden nästan genast dränerad, vilket betyder att porvattenövertrycket som byggts upp vid mobiliseringen dräneras ut nästan omedelbart.

Vid schaktning för temporära slänter i kohesionsjord uppstår nya, lägre portryck. Dessa portryck kan bli kvar en längre tid och speciellt på större jorddjup, där dräneringsvägarna är långa. Schaktslänter kan därmed under korttidsförhållanden ställas brantare än vad som är möjligt i ett permanent skede. I takt med att de sänkta portrycken utjämnas och återgår till nära ursprunglig trycknivå, uppträder jorden alltmer som ett dränerat material. Hur lång tid denna utjämning tar är mycket svårt att bestämma. Processen styrs av bl.a. jordens permeabilitet, som varierar mycket för olika jordarter, och dräneringsvägarnas längd.

SGI har tagit fram nya anvisningar för stabilitetsutredningar för naturliga slänter genom att omarbete Skredkommissionens rapport 3:95, som gavs ut 1995. Till dessa anvisningar har denna fördjupningsbilaga tagits fram, i syfte att ge kompletterande anvisningar för geotekniska undersökningar, utredningar, beräkningar och kontroller som är avsedda för dimensionering av temporära schaktslänter.

Genom att anvisningar för både *naturliga jordslänter* och *temporära schaktslänter* beskrivs i en och samma skrift underlättas utredningsarbetet för geoteknikern och kunskaper inom de olika områdena kan tas tillvara. För att undvika motstridiga förutsättningar, kommer anvisningarna även att samordnas med krav enligt Eurokoder.

En gemensam skrift underlättar även för beställare av geotekniska utredningar, då de kan hänvisa till att utredningen ska utföras enligt anvisningar i skriften för såväl naturliga slänter som temporära schaktslänter.

Uppdraget begränsas till att behandla totalstabiliteten och hydrauliskt grundbrott för oförstärkta temporära schaktslänter.

# 1 Geometrier och belastningar

## 1.1 Tredimensionella effekter

### 1.1.1.1 Generellt om tredimensionella effekter

De flesta beräkningsmetoder baseras på ett antagande om tvådimensionella förhållanden. För slänter finns under vissa förutsättningar, möjligheter till att beakta och tillgodoräkna sig tredimensionella effekter som fortsättningsvis kallas 3D-effekter. För att 3D-effekter ska kunna tillgodoräknas ska förhållandena längs schakten ha:

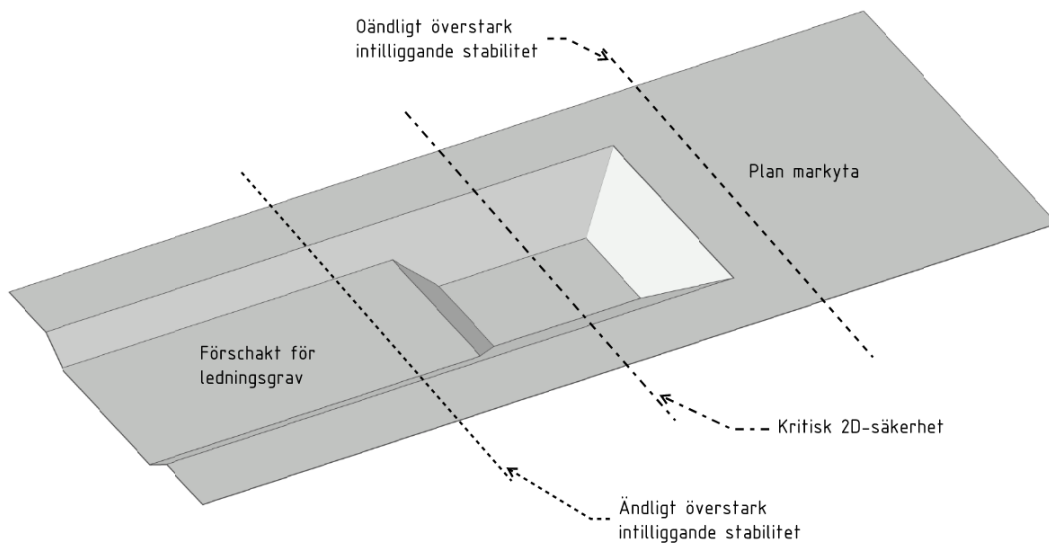
- varierande geometriska förutsättningar
- varierande belastningsförutsättningar
- varierande jordlagerföljd

Om den tvådimensionella säkerhetsfaktorn (2D) utgår från beräkning av kvoten mellan medelskjuvhållfastheten och mobiliserad medelskjuvspänning för cirkulär-cylindriska gli-dytor, kan 3D-effekten förenklat uppskattas genom ett stabiliserande tillskott från skjuvhållfastheten utefter plana ändytor (Gens et al., 1988). Ett stabilitetsbrott med plana ändytor är dock ett idealiserat fall och innebär ett antagande på osäker sida. Ett mer ogynnsamt antagande är att i stället anta att ändytan har en viss krökning.

För att förtydliga principer och beräkningar i efterföljande avsnitt definieras begrepp i Tabell 1-1 samt Figur 1-1.

Tabell 1-1. Begreppsförklaring för 3D-beräkningar.

Begrepp	Förklaring
<b>Oändligt överstark intilliggande stabilitet</b>	Avser intilliggande snitt/sektion med oändlig 2D-säkerhet
<b>Ändligt överstark intilliggande stabilitet</b>	Avser intilliggande snitt/sektion med ändlig 2D-säkerhet, exempelvis långsträckt schakt med obelastat släntkrön eller förschakt för ledningsgrav.
<b>3D-säkerhetsfaktor</b>	Kritisk säkerhetsfaktor med beaktad 3D-effekt
<b>Kritisk 2D-säkerhet</b>	Beräknad säkerhetsfaktor motsvarande en långsträckt slänt i två dimensioner i kritisk sektion
<b>Överstark 2D-säkerhet</b>	Ändlig kritisk säkerhetsfaktor motsvarande långsträckt slänt i två dimensioner för intilliggande överstark sektion

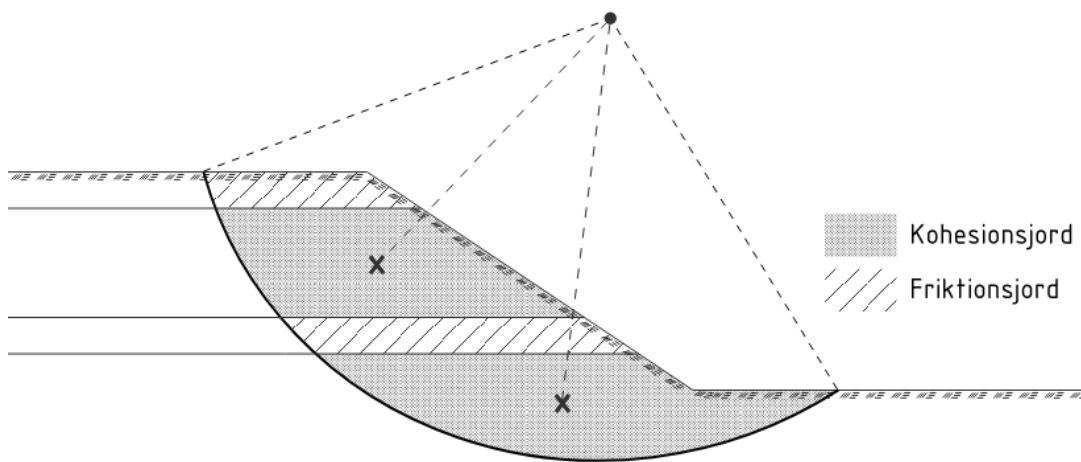


Figur 1-1. Exempel på schakt där 3-dimensionella effekter kan tillgodoräknas. I exemplet illustreras endast stabiliteten tvärs schakten. Stabiliteten i längsled bör också studeras.

#### 1.1.1.2 3D-säkerhet utifrån glidyteberäkningar

Generellt gäller att:

- De redovisade beräkningsmetoderna gäller enbart för normalkonsoliderad till svagt överkonsoliderad lera (Edstam, 2021).
- Den kritiska delsträckan ska maximalt vara öppen/belastad under så pass kort tid att ett brott kan anses odränerat (Skredkommissionen, 1995).
  - Samtliga redovisade analysmetoder bygger på totalspänningsanalys där 2D-säkerheten så väl som ändyteeffekten baseras i sin helhet på jordens odränerade skjuvhållfasthet.
  - Enbart den del av den teoretiskt plana ändytan som består av kohesionsjord medräknas avseende 3D-effekten, se Figur 1-2 och Skredkommissionen (1995).
- 3D-säkerheten kan aldrig bli lägre än kritisk 2D-säkerhet men heller inte högre än överstark 2D-säkerhet för en överstark sidostabilitet.
- I regel är glidyten som motsvarar kritisk 3D-säkerhet grundare än den glidyta som motsvarar kritisk 2D-säkerhet, varför ett flertal glidytor behöver kontrolleras.
- Beräknad 3D-säkerhet ska värderas med eftertanke inte minst då erhållen 3D-säkerhet ligger i det lägre spannet av vad som kan anses tillfredställande och/eller om 3D-säkerhetsfaktorn är mer än ca 25% större än den kritiska 2D-säkerhetsfaktorn.



Figur 1-2. Uppdelat nyttjande av 3D-effekter för glidyta med inslag av friktionsjord (nyttjas ej vid beaktande av 3D-effekter), både som överliggande lager vid markytan samt som skikt

I de fall då den odränerade skjuvhållfastheten varierar med djupet behöver detta beaktas avseende 3D-effekten. Detta kan göras på samma sätt som för uppdelning av ändytan med hänsyn till skikt, se, Figur 1-2. Ändytan delas upp i ett antal sektorer som representerar en viss skjuvhållfasthet med tillhörande area och hävarm till rotationscentrum. Ändytans mothållande moment beräknas genom att summera delmomenten från de valda sektorerna. Alternativt kan 3D-effekten beräknas genom att den kritiska glidytan räknas om med en odränerad medelskjuvhållfasthet som ger samma säkerhetsfaktor. Denna odränerade medelskjuvhållfasthet kan då nyttjas för beräkning av  $F_P$  enligt avsnitt 1.1.1.4.

De redovisade beräkningsmodellerna är anpassade för att användas för beräkningar med cirkulär-cylindriska glidytor enligt både totalsäkerhetsmetoden och partialkoefficientmetoden.

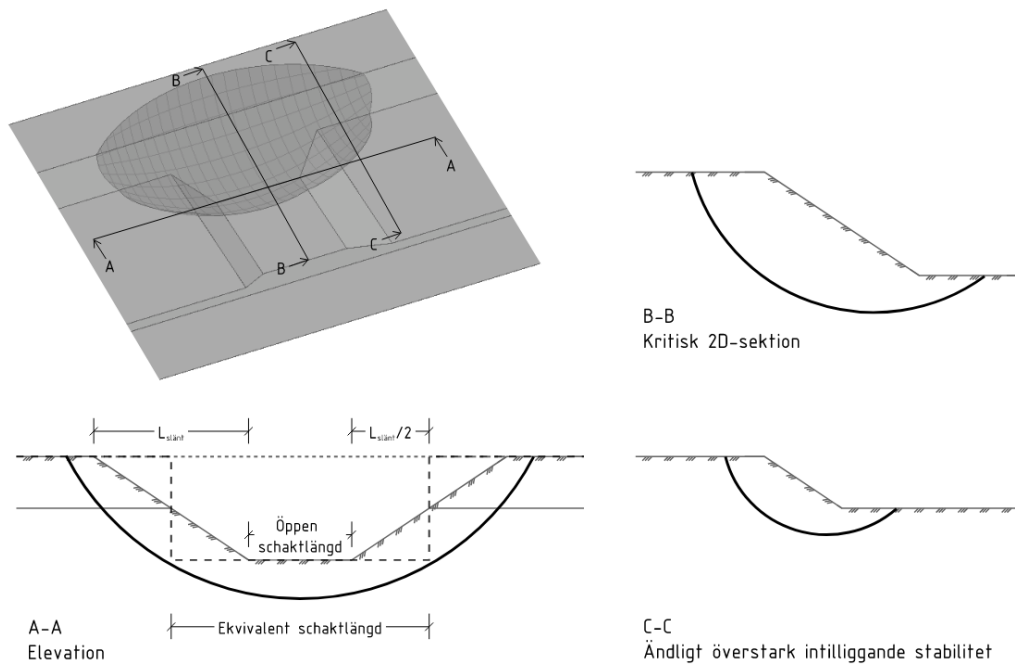
Utöver ovan behöver även bärighetsbrott beaktas i de fall då en eller flera ytlaster belastar markytan bakom släntkrönet. Beroende på lastintensitet och geometri kan bärighetsbrott bli kritiskt för konstruktionen och bör kontrolleras separat.

#### 1.1.1.3 Geometriska förutsättningar

Geometrin av slänten har stor betydelse för resultatet vid stabilitetsberäkningar, vilket även gäller för beaktande av 3D-effekter. När aktuell geometri är fastställd behöver kritisk längd bestämmas för slänten med kritisk 2D-säkerhet. I Figur 1-3 nedan visas ett exempel på hur kritisk längd, även kallad ekvivalent schaktlängd, kan betraktas för ett beräkningsfall med ändligt överstarka grannar där den 3D-effekten i sin helhet beror av schaktgeometrin.

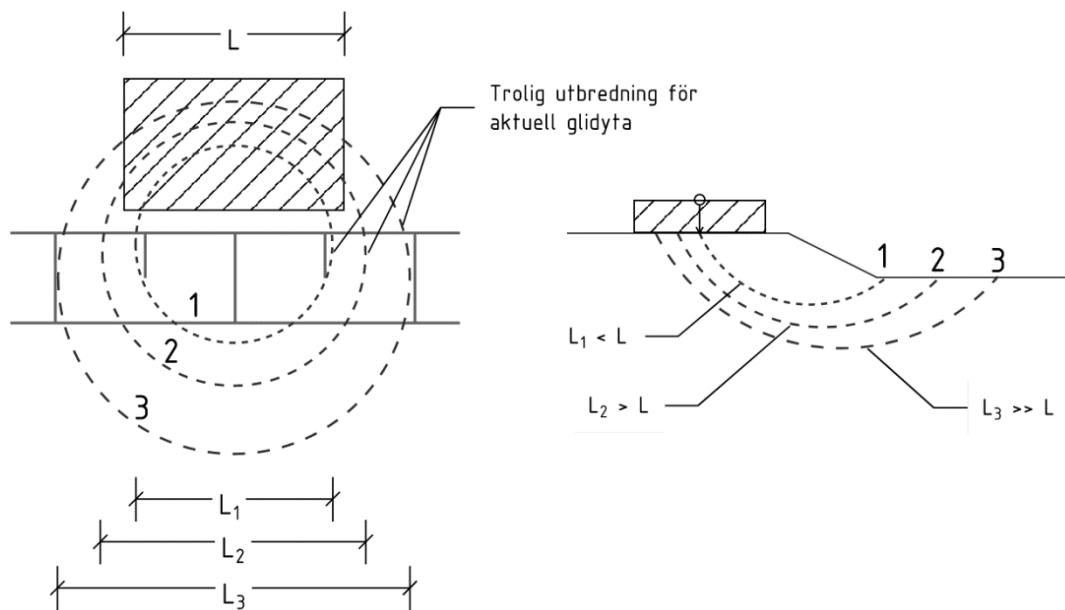
3D-effekten kan också uppstå genom en begränsad belastning, exempelvis för en långsträckt schakt med lokal ytlast. För sådana fall kan den kritiska längden normalt ansättas lika med lastens utbredning.

Situationer där den kritiska delsträckan både utgörs av lokalt djupare schakt samt en begränsad ytlast kan ytlastens utbredning avvika från schaktlängden och/eller den ekvivalenta schaktlängden. Dessa situationer är i Edstam (2021) inte studerade och för dessa fall behöver den ekvivalenta schaktlängden bestämmas med viss försiktighet och stort eftertanke.



Figur 1-3. Exempel på geometri för ekvivalent schaktlängd. I bilden "A-A Elevation" är schakten symmetriskt, dvs. båda slänterna samma höjd och lutning.

Glidyttans teoretiska utbredning är också av vikt för eventuella 3-dimensionella effekters storlek. Ytliga glidyttor vars teoretiska utbredning underskrider den kritiska längden omfattas av väldigt begränsad eller ingen 3-dimensionell effekt, se Figur 1-4. Detta omfattas till viss del i formuleringen av  $F_P$ , se avsnitt 1.1.1.4, men inte till sådan utsträckning att 3D-effekten uteblir då  $L$  överstiger en viss utbredning. En följd effekt av detta är resultat som kan vara på osäker sida om inte geometrierna värderas noga och då framför allt för beräkningar med oändligt eller nära oändligt överstark intilliggande stabilitet. I samband med beräkning av 3D-effekter bör därför alltid kritiska glidyttors geometri studeras med hänsyn till den ekvivalenta schaktlängden.



Figur 1-4 Olika glidytors geometri i förhållande till kritisk längd. Glidytons utbredning i plan förenklad som cirkelformad. 1) Begränsad eller ingen 3D-effekt. 2) Viss 3D-effekt. 3) Betydande 3D-effekt.

Nedan redovisade förenklade analytiska modeller bygger på ett antal idealiserade beräkningsfall där de studerade geometrierna ger upphov till tydliga tolkningar av överstark säkerhetsfaktor och kritisk längd (Edstam, 2021). Om den studerade geometrin inte kan hänföras till tydliga gränsdragningar bör resultaten värderas med försiktighet samt kompletteras med känslighetsanalyser och/eller numeriska beräkningar (3D-FEM).

Oberoende av om problemet är väl definierat eller kräver större eftertanke bör alltid nyttan av den 3-dimensionella effekten värderas avseende dess storlek och utbredningen på de anslutande delsträckorna. Exempelvis medför låg intilliggande stabilitet att större andel av de överstarka delsträckorna, utanför den kritiska delsträckan, behöver nyttjas. Detta medför i förlängningen att de schaktorsakade rörelserna ökar.

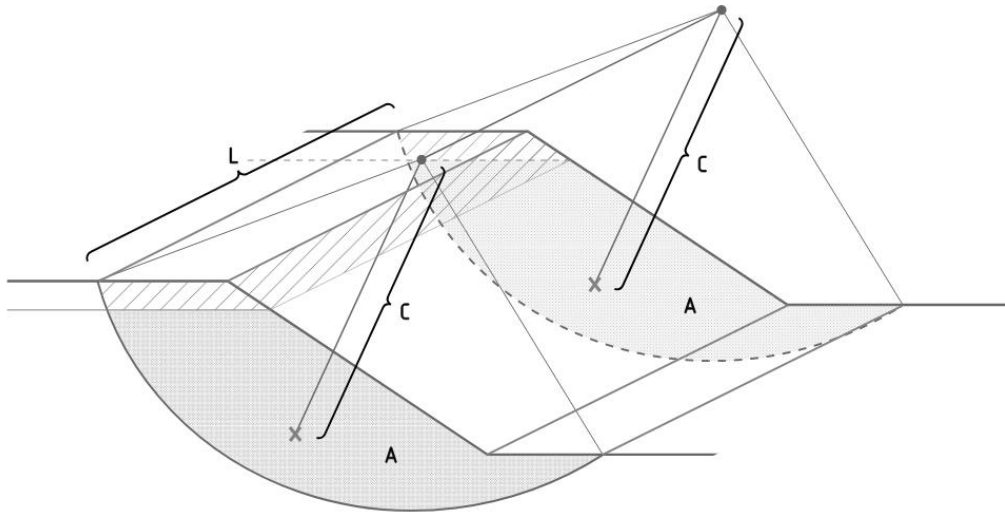
#### 1.1.1.4 Oändligt överstark intilliggande stabilitet

En kritisk delsträcka kan anses ha oändligt överstark intilliggande stabilitet då 3D-brottmekanismen är fullständigt instängd av intilliggande snitt. I ett sådant fall kan 3D-säkerheten beräknas enligt ekvationer 1-1 till 1-3 (Edstam, 2021). I Figur 1-5 visas principen för beräkning av  $F_P$ .

$$F_{3D} = F_{2D,krit} + 0,75 \cdot (F_P - F_{2D,krit}) \quad (1-1)$$

$$F_{2D,krit} = \frac{M_R}{M_E} \quad (1-2)$$

$$F_P = \frac{M_R \cdot L + 2 \cdot A \cdot C \cdot c_u}{M_E \cdot L} \quad (1-3)$$



Figur 1-5. Geometri för beräkning av  $F_p$

Nedan ges förklaring till de använda begreppen.

$F_{3D}$	3D-säkerhetsfaktor, krökta ändytor
$F_{2D,krit}$	2D-säkerhetsfaktor för den kritiska delsträckan
$F_p$	3D-säkerhetsfaktor avseende plana ändytor
$M_R$	Mothållande moment från glidyteberäkning
$M_E$	Pådrivande moment från glidyteberäkning
$L$	Den kritiska delsträckans längd
$A$	Den plana ändytans area, enbart bestående av kohesionsjord
$C$	Den plana ändytans hävarm till rotationscentrum
$c_u$	Odränerad skjuvhållfasthet, medelvärde över studerad gavelyta

För att bestämma kritisk 3D-säkerhetsfaktor behöver mer än den glidyta som representerar kritisk 2D-säkerhetsfaktor för den kritiska delsträckan kontrolleras. Detta med hänsyn till att ändyteffekten förändras med avseende på den betraktade glidykans storlek, se exempel nedan.

I Tabell 1-2 och Figur 1-6 visas ett beräkningsexempel avseende 3D-säkerhetsfaktorn för fyra olika glidytor i samma beräkningssektion. Beräkningarna är utförda för säkerhetsklass 2 i enlighet med partialkoefficientmetoden med konstant odränerad skjuvhållfasthet mot djupet. Samtliga glidytor med säkerhetsfaktor  $F_{2D,krit} < 1,0$  har en utbredning i plan som är större än den ekvivalenta schaktbredden  $L$ .

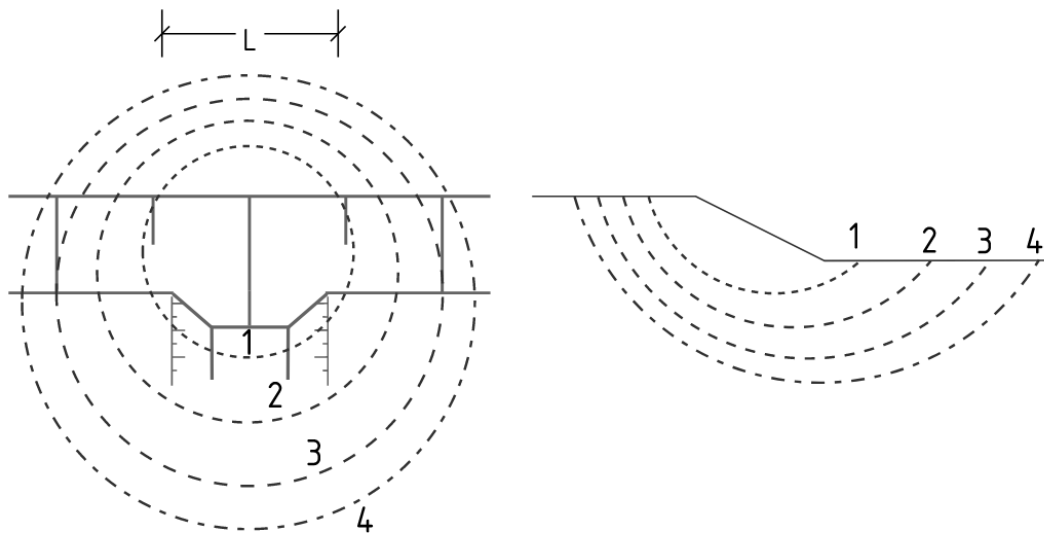
Tabell 1-2 Fiktivt beräkningsexempel, 3D-säkerhet för olika glidytor med oändligt överstark intilliggande stabilitet

Glidyta	$M_R$ kNm/m	$M_E$ kNm/m	$F_{2D}^2$ -	$A$ m <sup>2</sup>	$C$ m	$c_u^3$ kPa	$L$ m	$F_P$ -	$F_{3D}$ -
1	780	815	0,96	26	6,0	8	7	1,18	1,12
2	1175	1300	0,90	43	6,4	8	7	1,15	1,09
3 <sup>1</sup>	1675	1905	0,88	74	7,7	8	7	1,22	1,14
4	2080	2320	0,90	98	8	8	7	1,28	1,19

<sup>1</sup>Kritisk 2D-säkerhet enligt glidyteberäkning,  $F_{2D,krit}$

<sup>2</sup>Beräknad 2D-säkerhetsfaktor för aktuell glidyta

<sup>3</sup>Dimensionerande odränerad skjuvhållfasthet (för exemplet konstant skjuvhållfasthet mot djupet)



Figur 1-6 Princip för kontroll av olika glidytor, 3D-effekten ökar med glidytns storlek

Observera att glidyta 2 uppvisar lägre 3D-säkerhet än den glidyta som är kritisk för 2D-säkerheten (glidyta 3). Detta är ett vanligt förekommande fenomen vilket medför att flera glidytor behöver kontrolleras för att hitta det betraktade snittets kritiska 3D-säkerhet.

#### 1.1.1.5 Ändligt överstark intilliggande stabilitet

Då 3D-brottmekanismen inte kan anses vara fullständigt instängd behöver hänsyn tas till den överstarka intilliggande stabiliteten. Detta utförs genom att formulera 3D-säkerhetsfaktorn mer generellt enligt ekvation 1-4 (Edstam, 2021):

$$F_{3D} = F_{2D,krit} + \left(1 - \frac{F_{2D,krit,min}}{F_{2D,överstark,min}}\right) \cdot 0,75 \cdot (F_P - F_{2D,krit}) \quad (1-4)$$

Där:

$F_{2D,krit,min}$  Minsta 2D-säkerhetsfaktor för den kritiska delsträckan

$F_{2D,överstark,min}$  Minsta 2D-säkerhetsfaktor för den överstarka delsträckan



Tas de överstarka sektionernas säkerhetsfaktor i beaktning ( $F_{2D,krit,min} = 0,88$  samt  $F_{2D,överstark,min} = 1,50$ ) för samma exempel erhålls resultat enligt Tabell 1-3.

Tabell 1-3. Utveckling av exempel i Tabell 1-2 för ändligt överstark intilliggande stabilitet.

Yta	$M_R$ kNm/m	$M_E$ kNm/m	$F_{2D}^2$ -	A m <sup>2</sup>	C m	$c_u^3$ kPa	L m	$F_P$ -	$F_{3D}$ -
<b>1</b>	780	815	0,96	26	6,0	8	7	1,18	1,02
<b>2</b>	1175	1300	0,90	43	6,4	8	7	1,15	0,98
<b>3<sup>1</sup></b>	1675	1905	0,88	74	7,7	8	7	1,22	0,99
<b>4</b>	2080	2320	0,90	98	8	8	7	1,28	1,02

<sup>1</sup>Kritisk 2D-säkerhet enligt glidyteberäkning,  $F_{2D,krit}$

<sup>2</sup>Beräknad 2D-säkerhetsfaktor för aktuell glidyta

<sup>3</sup>Dimensionerande odränerad skjuvhållfasthet (för exemplet konstant skjuvhållfasthet mot djupet)

Intilliggande snitt vars 2D-säkerhetsfaktor kan anses vara oändligt stor är i verkligheten inte speciellt vanligt förekommande. I de flesta fall är den överstarka intilliggande stabiliteten ändligt överstark i varierande grad. Huruvida intilliggande snitt är ändligt eller oändligt överstarka har stor påverkan på beräknad 3D-säkerhetsfaktor, jämför Tabell 1-2 och Tabell 1-3. Förstärkningsåtgärder för att nå acceptabel säkerhetsnivå ( $F_{EN,3D} > 1,0$  för ovan exempel) kan således utföras både för den kritiska delsträckan (förhöjd kritisk 2D-säkerhet eller reducerad kritisk längd) och till viss del för de överstarka intilliggande snitten.

## 1.2 Laster och yttre faktorer

För att bedöma stabiliteten vid temporära skeden behöver ofta tillkommande laster p.g.a. uppställning av maskiner beaktas såsom grävmaskiner, pålkranar, K/C-maskiner och mobilkranar. Olyckligtvis välter några maskiner om året i Sverige och då dessa maskiner är stora kan det få förödande konsekvenser och riskera människoliv. När sådana maskiner ställs upp behövs vanligen någon form av lastspredande åtgärd på lösare undergrund. Detta kan vara avpassad överbyggnad av krossmaterial, balkmadrasser, stockmattor eller armering med geonät. Se vidare i *Säker uppställning av tunga maskiner* (Rankka et al., 2022).

Några yttre faktorer som kan behövas beaktas vid schaktning:

- Pålning/djupstabilisering skapar massundanträngning vilket ger kan försämra stabiliteten temporärt. Hur stor försämringen blir är studeras bäst med en numerisk analys. Det är framförallt porövertryck som genereras vid dessa arbeten som kan påverka stabiliteten negativt och då särskilt vid förekomst av friktionsjordsskikt.
- När pålar slås i lera kompletteras detta vanligen med att hål tas med jordskruvar i närheten av andra konstruktioner för att minska massundanträngningen i jorden. Hålen utgör inte "negativa pålar" utan dessa hål kollapsar vanligtvis inom några timmar i botten om ingen påle installeras i hålet. Kollapsen rör om jorden och är jorden sensitiv kan det ha mycket stor påverkan på stabiliteten. Hål av jordskruvar under det "kritiska djupet" ska undvikas alternativt ska pålar installeras direkt i skruvhålen. Se Pålkommisionen rapport 95 (Pålkommisionen, 1997).
- Pålar för äldre grundläggning behöver ofta dras upp för att förhindra att dessa kolliderar med nya pålar. Uppdragningen skapar, på samma sätt som med jordskruvar, ett hålrum som kollapsar i botten vilket stör leran. I toppen står vanligtvis hålen öppna vilket i sin tur gör att materialet som är kvar till en består del av tomrum om inte hålen fylls.
- Vibrationer får friktionsjordar att omlagras och om det i slänterna finns block eller stenar kan dessa lättare rasa ut. Om jorden packas vid ovan- eller nederkanten av slänt finns risk för ytliga ras om inte slänten är tillräckligt flack.
- Tjäle gör att bärigheten i ytan drastiskt ökar men kan även utgöra en pådrivande kraft, som försämrar släntstabiliteten. Tjäle kan även leda till att block och sten kan skjutas ut och ytliga ras kan uppstå. Vid tjällossning uppstår ett porövertryck till följd av smältvattnet. Hur stort detta porövertryck blir beror på jordens förmåga att dränera ut smältvattnet. Ett porövertryck leder till att effektivspänningarna minskar och således den tillgängliga skjuvhållfastheten. På så vis minskar även bärigheten för jorden. Detta kan leda till olika konsekvenser som t.ex. yt- och djupuppmjukning och släntflytningar (Berglund, 2009)

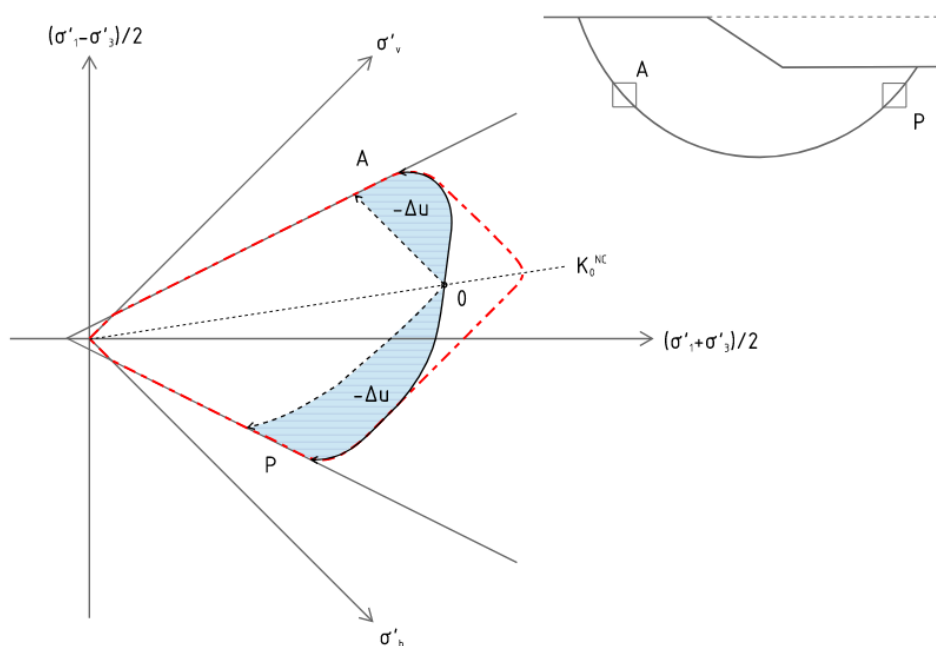
## 2 Grundvatten och portryck

### 2.1.1 Transient beteende

Transient beteende i detta sammanhang avser portrycksutjämningen med tiden i kohesionsjord. En kohesionsjord kan förenklat betraktas som ett material vars hållfasthet vid en momentan laständring beskrivs med en odränerad skjuvhållfasthet, men efter en fullständig portrycksutjämning så beskrivs lerans hållfasthet med dränerade skjuvhållfasthetsparametrar.

I samband med schaktning förändras spänningssituationen för den involverade jordvolymen där ett momentant porundertryck (sug) uppstår i jorden. Vid schaktbotten kan portrycksförändringen sägas domineras av spänningsändringen till följd av avlastningen vertikalt och vid släntkrönet till följd av avlastningen horisontellt.

Portrycksförändringen balanserar momentant totalspänningsändringen. Så länge dessa portryck kvarstår kan schaktens stabilitet beräknas med hjälp av odränerad analys. Porundertrycken avtar med tiden i takt med att jorden får tillgång till vatten och på sikt beter sig jorden dränerat. För långtidsfallet kommer jorden ha nått ett stationärt tillstånd och effektivspänningen har förändrats motsvarande totalspänningsändringen. Se Figur 2-1 för exempel på förenklade spänningssituationer vid aktivt och passivt skjuvbrott i svagt överkonsoliderad lera vid en långsträckt schakt.



Figur 2-1. Förenklade effektiva spänningssvågar för aktivt och passivt skjuvbrott längs en glidyta i svagt överkonsoliderad lera. Aktiv skjuvning (spänningssvåg O-A) för reducerad effektiv horisontalspänning och bibehållen effektiv vertikalspänning samt passiv skjuvning (spänningssvåg O-P) för reducerad effektiv vertikalspänning och bibehållen horisontalspänning. Svart heldragen linje: odränerad spänningssvåg. Svartstreckad linje: dränerad spänningssvåg. Blå fält: Negativa portryck momentant efter spänningsändring.

I Figur 2-1 visas hur den mobiliserbara skjuvspänningen sjunker om portrycket tillåts att utjämnas och hur den mobiliserbara skjuvspänningen överskattas vid odränerad analys. Portrycksutjämningen kan inte anses ske likvärdigt över hela glidytan och tiden det tar för

porundertrycket att utjämnas beror i huvudsak på jordens permeabilitet, styvhet och dräneringsvägarnas längd samt på tillgången till "fritt" vatten. Att bedöma eller bestämma hur lång tid portrycksutjämnningen tar är i verkligheten nära nog omöjligt då de styrande egenskaperna är svåra att bestämma tillräckligt exakt samt att avvikelser i jordlagrens sammansättning kan ha stor påverkan på förloppet. Exempel på sådana avvikelser är dränerande skikt i leran eller vattenfyllda sprickor i ytan.

Stabilitetsberäkningar som utförs med odränerad analys resulterar som regel i ett övre gränsvärde på stabiliteten och kan därmed vara på osäker sida om förutsättningar för dränering av porvatten är gynnsamma och/eller om schakten står öppen under längre tid. För schakter som utförs i lågpermeabel jord kan stabilitetsberäkningarna i normalfallet utföras med odränerad analys förutsatt att schakten står öppen under kort tid.

Finns det förutsättningar för att porundertrycket kan utjämnas på kort tid, att schakten ska stå öppen en längre tid eller att tiden som schakten ska stå öppen inte är känd, bör stabilitetsberäkningar även utföras med kombinerad analys för att få ytterligare information om hur homogen jord beter sig då mothållet även tillåts styras av rådande effektivspänning. Erhållna säkerhetsfaktorer kontrolleras mot uppställda krav för acceptabel säkerhetsfaktor. Som ett alternativ kan en numerisk analys göras som tar hänsyn till porvattenströmning. Som nämnts ovan finns dock stora svårigheter att bestämma parametrarna, så att man kan beskriva verkligheten på ett tillräckligt bra sätt.

Beroende på de erhållna säkerhetsfaktorerna och de aktuella förhållandena bör schaktgeometrin anpassas och/eller ett med tillhörande kontroll- och åtgärdsprogram upprättas. Dessa syftar till att bevaka släntens beteende och vidta lämpliga åtgärder om så bedöms nödvändigt.

### **2.1.2 Hydrauliskt grundbrott**

Vid höga grundvattentryck i jord kan olika typer av grundbrott uppstå. Jordbrotten varierar beroende på jordprofil och typ av jordmaterial. Hydrauliskt grundbrott är samlingsnamnet för dessa brottyper som orsakas av porvattentryck och grundvattenströmningar.

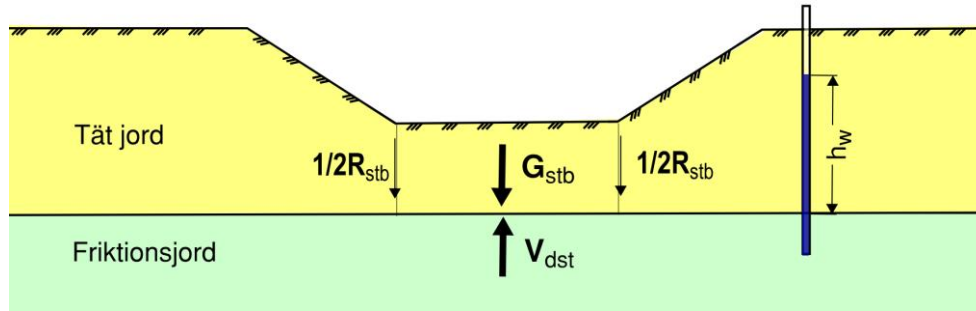
Problem med hydrauliska grundbrott associeras främst till schaktning under naturlig grundvattenyta och där schakten samtidigt länshålls. Brottfenomenet kan dock även uppstå naturligt i dalgångar eller i vattendrag med pågående yttre erosion, tidvis höga grundvattentryck och/eller grundvattenströmningar. Problemen med hydrauliska grundbrott är främst lokala, men de kan ha negativ påverkan totalstabiliteten och kan vara en bidragande orsak skred eller ras.

#### *2.1.2.1 Hydraulisk bottenuppträckning*

##### **2.1.2.1.1 Brottmekanism**

Hydraulisk bottenuppträckning uppstår när grundvattentrycket är högre i ett vattenförande lager än tyngden av ett ovanliggande tätt jordlager med låg permeabilitet såsom kohesionsjord. Se illustration i Figur 2-2. Vid schaktning under sådana förhållanden kan, för ett visst schaktdjup, tyngden av det täta jordlagret bli mindre än grundvattentrycket i det underliggande, vattenförande jordlagret. I detta läge uppstår risk för att schaktbotten lyfts.

För ett grundvattenmagasin med ett begränsat grundvattentillflöde, motsvarar lyftet av schaktbotten den volymökning av akviferen som krävs för att grundvattentrycket ska komma i jämvikt med det täta jordlagrets tyngd. När schaktbotten lyfts, ökar det vattenförande jordlagrets volym, och det höga grundvattentrycket minskar. Vid konstant undre grundvattentryck, som vid kontinuerlig grundvattentillrinning till den undre akviferen, kan dock konsekvenserna av lyftningen av schaktbotten bli större.



Figur 2-2. Exempel på schaktning i ett tät jordlager som underlagras av ett permeabelt jordlager med en grundvattentrycknivå belägen ovan schaktbottens nivå, samt definitioner av parametrar för beräkning av risk för hydraulisk bottenuppträckning.

Säkerhetsfaktorn för denna typ av grundbrott definieras som kvoten mellan tyngden av jordlagren ned till underkant av det mothållande täta jordlagret ( $G_{stb}$ , de stabiliserade krafterna) och grundvattentrycket i det permeabla, underliggande jordlagret ( $V_{dst}$ , de destabiliserade krafterna). Är ytan för schaktens lägre nivåer begränsad, kan även kohesionen utmed det täta jordlagret räknas som en mothållande kraft ( $R_{stb}$ ). Detta tillskott går mot noll då schaktens utbredning är stor. Säkerhetsfaktorn mot hydraulisk upplyft kan därmed definieras enligt ekvation 2-1:

$$F_{EN} \geq \frac{\gamma_{G,stb} \cdot G_{stb} + R_{stb}}{\gamma_{G,dst} \cdot V_{dst}} = \frac{\gamma_{G,stb} \cdot \gamma_m \cdot d + c_{ud} \cdot O/A}{\gamma_{G,dst} \cdot \gamma_w \cdot h_w} \quad (2-1)$$

Nedan ges en förklaring till använda begrepp:

- $\gamma_{G,stb}$  = partialkoefficienter för mothållande krafter mot upplyft (UPL) enligt nationell tillämpning av Eurokod.
- $\gamma_{G,dst}$  = partialkoefficienter för pådrivande krafter för upplyft (UPL) enligt nationell tillämpning av Eurokod.
- $G_{stb}$  = permanent vertikala last ned till underkant av det täta jordlagret
- $V_{dst}$  = grundvattentrycket verkande under det täta jordlagret
- $R_{stb}$  = dimensionerande mothållande skjuvkrafter utmed det täta jordlagrets sidor
- $\gamma_m$  = vattenmättade medeltunghet för jordlager ned till underkant täta jordlagret
- $\gamma_w$  = tunghet för vattnet
- $d$  = tjocklek av jordlager mellan (schakt)botten och ned till underkant av det täta jordlagret.
- $c_{ud}$  = dimensionerade odränerade skjuvhållfasthet för det täta jordlagret
- $O$  = ytomkrets av lågdelen (schaktbotten)
- $A$  = ytarea av lågdelen (schaktbotten)

#### 2.1.2.1.2 Åtgärder

För att minska risken för bottenuppträckning kan lämpliga åtgärder utgöras av att antingen öka tyngden av de mothållande krafter eller minska de upplyftande krafterna. Att öka de mothållande krafterna m.h.a tung fyllning är den enklaste formen av förstärkning-såtgärd, men inte alltid genomförbar vid schaktningsarbeten. I första hand utförs därför en tillfällig grundvattensänkning. Är inte det möjligt, kan schaktarbetet behöva utföras under vatten och med en mothållsplatta i schaktbotten. Mothållsplattan utgörs av en betongkonstruktion som antingen utförs med tillräckligt stor egentyngd för att motstå upplyftningskraften eller så förankras plattan med berg- eller jordförankrade stag innan schakten kan torrläggas. För att öka de mothållande krafternas bidrag,  $R_{stb}$ , kan schakten utföras i begränsade schaktetapper.

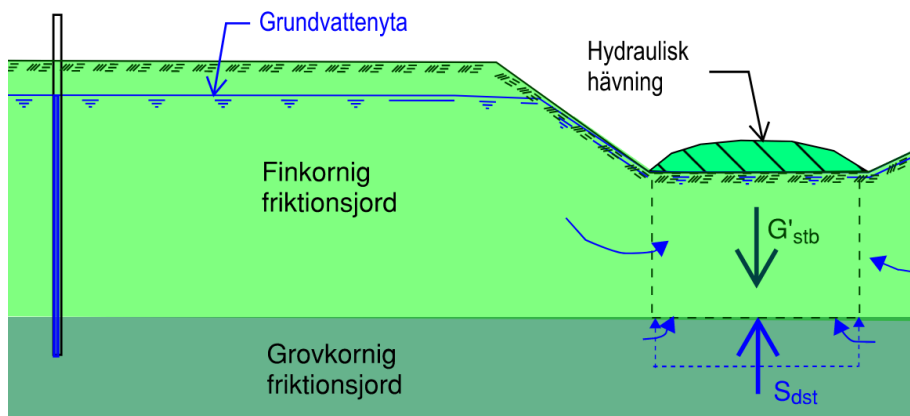
Under schaktningsarbeten bör ett kontrollprogram utföras med mätning av grundvattennivåer i underliggande friktionsjord, gränsvärden för tillåtna grundvattentrycknivåer i de permeabla jordlagren och i relation till rådande nivå för schaktbotten, samt vilka åtgärder som ska vidtas om gränsvärde för grundvattennivåer överskrids. Skulle risken för

hydraulisk bottenuppträckning bli akut, kan schakten behövas att vattenfyllas. Olika metoder för att sänka grundvattennivåer i den undre akviferen sammanfattas kort under Avsnitt 2.1.3.

### 2.1.2.2 Hydraulisk bottenhävning

#### 2.1.2.2.1 Brottmekanism

I finkornig friktionsjord, såsom silt och finsand, med ett uppåtriktat grundvattenflöde mot en lägre marknivå eller en schaktbotten, finns risk för att s.k. hydraulisk bottenhävning kan uppstå. Orsaken kan vara, som illustreras i Figur 2-3, att en lågpermeabel friktionsjord underlagras av en högpermeabel jord med ett högre grundvattentryck. Jordbrottet orsakas av att kraften av det uppåtgående grundvattenflödet blir större än den ovanliggande jordens effektiva tyngd.



Figur 2-3. Vid schaktning i finkornig friktionsjord finns risk för hydraulisk bottenhävning om det finns uppåtgående grundvattenströmning från underliggande grovkornig friktionsjord med (tillfälligt) högre grundvattentrycknivå.

Det första tecknet på en förstående hydraulisk bottenhävning, är att jorden gungar eller fjädrar vid belastning. Till en början hålls jorden ihop genom negativa portryck (Committee for Waterfront Structures, 2015). Efter ett tag dräneras det negativa portrycket ut, jorden tappar sin hållfasthet och botten häver sig. Tiden från första indikationen till en föregående bottenhävning till själva jordbrottet, ökar med minskande permeabilitet för jorden.

Säkerhetsfaktorn för denna typ av grundbrott ska kontrolleras för varje relevant jordkolumn under schaktbotten och beräknas som kvoten mellan den mothållande vertikallast ( $G'_{stb}$ ) för en jordkolumn och förhöjt grundvattentryck ( $S_{dst}$ ) verkande under samma jordkolumn. Säkerhetsfaktorerna för grundbrottet kan skrivas enligt ekvation 2-2:

$$F_{EN} \geq \frac{\gamma_{G, stb} \cdot G'_{stb}}{\gamma_{Qw, dst} \cdot S_{dst}} \quad (2-2)$$

Nedan ges en förklaring till använda begrepp:

- $\gamma_{G, stb}$  = partialkoefficienter för mothållande last för hydraulisk hävning (HYD) enligt nationell tillämpning av Eurokod.
- $\gamma_{Qw, dst}$  = partialkoefficienter för pådrivande grundvattentryck för hydraulisk hävning (HYD) enligt nationell tillämpning av Eurokod.
- $G'_{stb}$  = Effektiv vertikal last för jordkolumnen som utsätts för grundvattenströmning
- $S_{dst}$  = förhöjt grundvattenöverttryck verkande vid botten av jordkolumnen

### 2.1.2.2.2 Åtgärder

Vid risk för att hydraulisk bottenhävning kan uppstå, bör grundvattentrycknivån i det undre genomsläppliga friktionsjordslaget övervakas med grundvattentrör. Tillåtna grundvattennivåer ska beräknas i förväg och gränsvärden sätts upp för när olika typer av åtgärder behöver vidtas. I vissa fall kan det vara tillräckligt att lägga ut ett välgraderat grusfilter av erforderlig tjocklek på schaktbotten (Committee for Waterfront Structures, 2015). Om risken för jordbrott bedöms som akut, bör schakten vattenfyllas.

För att aktivt komma tillrätta med risken för hydraulisk bottenhävning, kan grundvattensänkning i den permeabla jorden under schaktbotten behöva utföras. Det kan åstadkommas genom att minska strömningsgradienten med hjälp av tätspont, som installeras runt schakten med erforderlig underslagning ned i den permeabla jorden. För att ytterligare minska grundvattentrycket, kan "blödarrör" eller liknande grundvattentryckssänkande åtgärder installeras inom spont och ned till erforderligt djup under schaktbotten. Blödarrören överkantnivå ska motsvara högsta tillåtna grundvattentrycknivå, bestämt enligt Ekvation 3-2, och med filterspetsen i det undre genomsläppliga friktionsjordslaget.

Alternativet till grundvattensänkning är schaktning under vatten, och sedan gjutning av en tillräckligt tung mothållsplatta i betong i botten av schakten eller att mothållsplattan förankras med jord- eller bergförankrade stag innan schakt kan torrläggas.

### 2.1.2.3 Hydraulisk bottenuppluckring

#### 2.1.2.3.1 Brottmekanism

Ett närbesläktat brott till hydraulisk bottenhävning, är *hydraulisk bottenuppluckring*. Fenomenet kan förekomma vid schaktningsarbeten i en vattenmättad friktionsjord med mycket låg permeabilitet såsom *finsilt* och *siltig morän*. I detta fall är jorden så tät att den inte hinner dränera ut porvattenövertycket under schaktningsarbetet, utan porvattentrycket i jorden kvarstår vid samma trycknivå som den hade innan avschaktningen. Det innebär att trycknivån ligger belägen ovanför schaktbottennivån, se Figur 2-4.

Omedelbart efter avschaktning, utgörs jordens skjuvhållfasthet av negativa portryck, som medför ökade effektivspänningar och därmed också ökad hållfasthet (skenbar kohesion). När det negativa portrycket dräneras ut, går effektivspänningen mot noll och jorden förlorar då större delen av sin skjuvhållfasthet. Bottenuppluckring har då uppstått och schaktbotten blir uppmjukad då den har förlorat stora delar av sin bärighet. Även här är första tecknet på ett förgående jordbrott att jorden gungar eller fjädrar vid belastning. I detta fall är det inte vattenmängden i jorden som orsakar problemet, utan det (osynliga) höga porvattentrycket. Detta fenomen illustreras i Figur 2-4.



Figur 2-4. Vid schaktning i vattenmättad finkornig friktionsjord finns risk för hydraulisk bottenuppluckring direkt efter schakt p.g.a. att jorden under schaktbotten har en kvarstående porvattentrycknivå motsvarande grundvattenytan före schaktning.

### 2.1.2.3.2 Åtgärder

Vid schaktningsarbeten med relativt små schaktdjup (< 2 m) under tidigare grundvattennivå, kan risken för bottenuppluckring minskas genom att successivt lägga ut ett välgraderat filter av grus eller krossmaterial på schaktbotten. Filtret ska ha en tjocklek på minst 0,3m och en kornfördelning 0-50mm) (SGI, 1985). Pumpgropar, för läns hållning av schakten, ska anläggas på djup minst 0,5 m under övrig schaktbotten. Även pumpgroparna ska förses med filter.

För att ytterligare påskynda dränering av schaktbotten, kan långsgående grusfyllda diken grävas, 0,3–0,5 m under övrig schaktbotten, och som leder vatten ned till pumpgroparna. Det går också att sänka av grundvattennivån före schaktning, exempelvis genom att läns hålla i grusslitsar. Läns hållningen kan då påbörjas ett par dagar före den stora schaktningen och jorden hinner då dränera ut ned till grundvattennivån motsvarande den blivande schaktbotten.

Är tiden knapp, schaktdjupen större eller det finns ett uppåtriktat grundvattenflöde, så måste grundvattnets trycknivå under schaktbotten minskas med hjälp av en aktiv sänkning av grundvattentrycket. Detta utförs vanligen m.h.a. vakuummetoden (eng. *well-points*), se avsnitt 2.1.3. Att grundvattentrycket har sänkts till en erforderlig nivå bör, i sådana fall, övervakas med portrycksmätare placerade på representativa nivåer.

### 2.1.2.4 Inre erosion

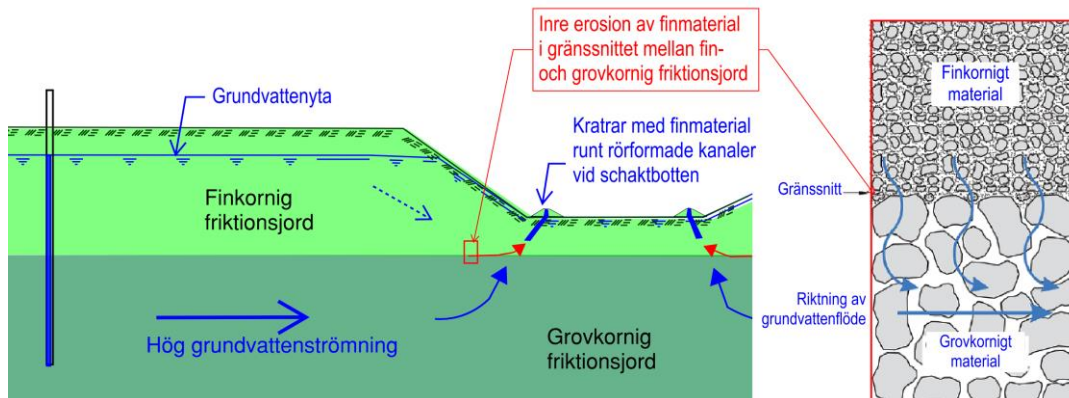
#### 2.1.2.4.1 Brottmekanism

Inre erosion kan uppstå i kontaktytan mellan finkornig jord och (ensgraderad) grövre friktionsjord med större kontinuerlig grundvattenströmning. Brottet initieras när grundvattenströmningen kan flytta jordpartiklar upp till markytan vid en lågpunkt i terrängen, t.ex. en schaktbotten, botten på ett vattendrag eller på nedsidan en jorddamm (Committee for Waterfront Structures, 2015). Kraften av det uppåtriktade strömningstrycket är då lika högt eller högre än vad som motsvaras av jordens effektiva tunghet. Den inre erosionen utvecklas i riktning mot grundvattenströmningen, varvid små rörformade kanaler (eng. *pipes*) uppstår under markytan vid nedsidan. Kring utloppet av dessa kanaler utbildas typiska krattrar av finmaterial.

Inre erosion kan vara speciellt farligt om de eroderande kanalerna till slut får kontakt med fritt vatten. Erosionen kan då bli stor, varvid en stor mängd vatten och finmaterial kan komma att spolat ur jorden. Jordskelettet blir därmed underminerat och jordbrott kan uppstå.

Vid schaktningsarbeten kan inre erosion uppstå som visas i Figur 2-5. I figuren illustreras den inre erosionen, i gränssnittet mellan finkornig och grovkornig jord, som beskriven av CIRIA (2013). Vanligen uppstår strömningsskanaler i vertikala svaghetszoner under schaktbotten. Svaghetszonerna kan vara naturliga variationer i sammansättning av jorden med lokala områden med högre permeabilitet, eller skapad av tidigare mänskliga aktiviteter (t.ex. borrhål från tidigare geotekniska undersökningar).





Figur 2-5. Exempel på inre erosion vid schakt i grovkornig friktionsjord och schematisk beskrivning av inre erosion i gränssnittet mellan finkornig och grovkornig jord.

Grundvattenströmning kan även uppstå utmed nyligen installerade pålar och spontplank. Problemet kan alltså även förekomma i kohesionsjord, men är då orsakad av att jorden har störts i samband med installation av aktuell geokonstruktion och att strömningskanaler har uppstått med kontakt ned till ett underliggande permeabelt friktionslager med högt (artesiskt) grundvattentryck.

Utöver att inre erosion kan förekomma vid schaktning av slänter, kan problemet även uppstå vid schaktning inom spont. Det gäller speciellt vid schakt i friktionsjord inom s.k. fångdammar (eng. cofferdams) med omgivande vatten. Inre erosion är annars ett jordbrottsfenomen som förknippas med jorddammar och är en av de vanligaste orsakerna till att dammarna kollapsar (Brown & Bridley, 2008). Naturligt kan inre erosion förekomma invid strömmande vatten och är speciellt vanligt i älvdeltaområden. Vid sådana förhållanden kan s.k. kvicksand uppstå.

Säkerhetsfaktorn mot inre erosion kan definieras som om kvoten mellan jordens effektiva tunghet ( $\gamma_m - \gamma_w$ ) och det strömmande vattnets grundvattentryck under lågpunkt/schaktbotten. Det strömmande vattnets största grundvattentryck, definierad som produkten av högsta strömningsgradienten under botten ( $i_p$ ) och vattnets tunghet ( $\gamma_w$ ). Säkerhetsfaktorn kan även skrivas som kvoten mellan kritisk gradient ( $i_{cr}$ ) och den största strömningsgradienten ( $i_{max}$ ). Den *kritiska gradienten* benämns som den gradient vid vilken inre erosion kan uppstå och beräknas som kvoten mellan jordens effektiva vikt och vattnets tunghet. Utifrån detta kan säkerhetsfaktorn mot inre erosion skrivas enligt följande ekvation 2-3:

$$F_{EN} \geq \frac{\gamma_{G, stb} \cdot i_{cr}}{\gamma_{Qw, dst} \cdot i_{max}} = \frac{\gamma_{G, stb} \cdot (\gamma_m - \gamma_w)}{\gamma_{Qw, dst} \cdot i_p \cdot \gamma_w} \quad (2-3)$$

$\gamma_{G, stb}$  = partialkoefficienter för mothållande last för hydraulisk hävning (HYD) enligt nationell tillämpning av Eurokod.

$\gamma_{Qw, dst}$  = partialkoefficienter för pådrivande grundvattentryck för hydraulisk hävning (HYD) enligt nationell tillämpning av Eurokod.

$\gamma_m$  = vattenmättad medeltunghet för jordlager ned till underkant täta jordlagret

$\gamma_w$  = tunghet för vattnet

$i_{cr}$  = kritisk gradient för inre erosion,  $i_{cr} = (\gamma_m - \gamma_w) / \gamma_w$

$i_p$  = största hydraulisk gradient under schaktbotten, beräknad m.h.a. flödesnät som kvot mellan trycknivåskillnad  $\Delta h$  (m) och minsta längd  $\Delta l$  (m) på ett flödesnät under schaktbotten

Jordbrotten för hydraulisk bottenhävning och inre erosion är närbesläktade, men med helt olika beteenden. Säkerhetsfaktorn för inre erosion är något mer konservativ än för

hydraulisk bottenhävning. En kontroll av säkerheten mot inre erosion är därför på säkra sidan för de två fallen av hydrauliskt grundbrott.

#### 2.1.2.4.2 Åtgärder

Vid tidiga tecknen på ett föregående grundbrott, kan den inre erosionen stoppas genom att lägga ut filter av välgraderat naturgrus eller krossmaterial (0-50mm) av erforderlig mäktighet på botten där den pågående erosion observerats (Committee for Waterfront Structures, 2015). Likt för hydraulisk bottenhävning, kan installation av spont vara en åtgärd för att förlänga grundvattenströmningsvägen och därmed minska storleken på strömningsgradienten. Om kanalerna får kontakt med fritt vatten eller större akvifer med stort grundvattenflöde, måste grundvattenströmningen omedelbart minskas. Vid schaktarbeten, kan det utföras genom att vattenfylla schakten. Är det en jorddamm, måste man sänka av vattenytan på den pådrivande sidan. Förloppet kan annars gå snabbt med ökande grundvattenströmning, uppkomst av flytjord och slutligen ras.

#### 2.1.2.5 Jordförvätskning

##### 2.1.2.5.1 Brottmekanism

Markvibrationer kan orsaka att porvattentrycket ackumuleras i vattenmättad friktionsjord och framförallt i löst lagrad friktionsjord med låg permeabilitet såsom siltjord och finsand. Orsaken är att löst lagrad friktionsjord har tendens att kontraktera när den utsätts för belastning. Är belastning långsam eller friktionsjorden högpermeabel, så pressas porvatten ut ur jorden och sättningar uppstår. Är belastningen snabb och/eller dränering begränsad, som vid låg permeabilitet, uppstår istället ett förhöjt porvattentryck.

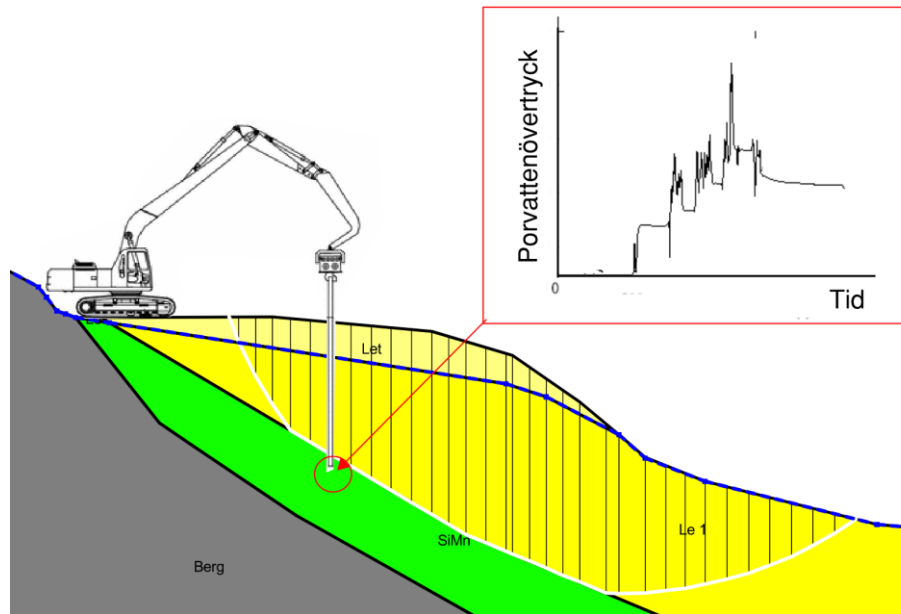
Är sedan belastning cyklisk, som vid markvibrationer, fortsätter det förhöjda porvattentrycket att byggas upp. Pågår denna process tillräckligt länge kan jorden, under vissa förhållanden, gå till brott varvid s.k. jordförvätskning (eng. *flow liquefaction*) uppstår. Vid jordförvätskning, blir jorden flytande och mycket stora deformationer kan uppstå tills jämvikt har uppnåtts. För mer information, se Hall & Wersäll (2015) eller Kramer (1996).

Jordförvätskning är främst ett problem i områden där större jordbävningar (magnituder > ca 5Ms) kan orsaka långvariga och stora markvibrationer, > ca 1 m/s<sup>2</sup> (Green & Bommer, 2018). De jordbävningar som förekommer i Sverige är dock vanligen för små och kortvariga för att kunna initiera jordförvätskning. Jordförvätskning kan dock förekomma i samband vibrationsgenererande grundläggningsarbeten som påslagning, packning och sprängning. Den jordförvätskning som kan uppstå i jorden från dessa verksamheter är mycket lokal och uppstår vanligen vid och närmast (< 5 m) vibrationskällan (Norén-Cosgriff, 2019). De stora deformationer som uppstår pga. jordförvätskning, orsakade av vibrationer från byggverksamheter är således främst lokala (< 5 m).

Om det finns långa sammanhängande lager och skikt av silt eller finsand, kan dock den ackumulerade porvattentryckhöjningen sprida sig till stora avstånd, >200 m (Lamens, 2017). Portrycksmätningar har visat att de förhöjda porvattentrycken sprids från källan med en hastighet av ca 1 m/s till omgivande jord (Norén-Cosgriff, 2019).

Kraftigt förhöjda porvattentryck kan reducera jordens hållfasthet och kan, vid förekomst av skikt eller lager av silt och finsand, i slänter, vara den initierande faktorn för skred och ras. Flytjord och kvicksand är andra brottfenomen som kan uppstå p.g.a. att de förhöjda portrycken orsakar grundvattenströmning i jorden. De olika jordbrotten, orsakade av jordförvätskning, uppstår inte heller alltid i samband med de stora markvibrationerna utan de kan uppstå upp till flera minuter efter själva vibrationstörningen (Norén-Cosgriff, 2019). De förhöjda porvattentrycken minskar sedan när de når ett mer permeabelt jordlager, markytan eller öppet vatten. Dessa förhöjda portryckhöjningar är därför oftast rätt kortvariga, <4 timmar (Lamens, 2017).

Det är ovanligt med skred och ras initierade av markvibrationer från byggverksamheter eller väg- och järnvägstrafik. Det finns dock ett antal exempel på skred som kan ha orsakats av ackumulerat förhöjt porvattentryck (och därmed nedsatt hållfasthet) och/eller jordförvätskning orsakad av markvibrationer (Norén-Cosgriff, 2019). Störst risk för att orsaka denna typ av problem gäller verksamheter som orsakar långvariga markvibrationer såsom vibrodrivning av pålar, packningsarbeten och järnvägstrafik.



Figur 2-6 Vibrationsalstrande byggverksamheter kan orsaka porvattentrycksökningar i löst lagrad friktionsjord (grön färg) med låg permeabilitet, vilket i sin tur kan ge en negativ påverkan på totalstabiliteten hos lerslänter (gul färg).

Transienta markvibrationer från exempelvis sprängningsarbeten, slagnedrivning av pålar och vägtrafik är mindre benägna att orsaka att förhöjda porvattentryck ackumuleras. Vanligen är dock markvibrationer inte den enda faktorn som är orsaken till att ett skred uppstår, utan det är en kombination av redan dålig stabilitet, kvicklera, höga befintliga grundvattentryck, erosion samt tillfälliga uppfyllningar. Markvibrationer kan dock vara den extra belastning som krävs för att utlösa ett skred eller ras. Det gäller speciellt i slänter med siltskikt eller siltig och sandig jord med artesiska grundvattentryck underlagrande ett jordlager av kvicklera (L'Heureux & Johansson, 2016). I Figur 2-6 visas ett exempel på ett grundläggningsarbete som orsakar markvibration och därmed en portrycksökning i närheten av en slänt som består av kvicklera ovan en löst lagrad friktionsjord med låg permeabilitet.

För beräkning av stabilitet med risk för jordförvätskning orsakad av vibrationsalstrande byggverksamheter, kan metodiker beskrivna av L'Heureux & Johansson (2016) eller Lamens (2017) användas.

Risken för att vibrationsalstrande verksamheter kan orsaka skred, p.g.a. förhöjda porvattentryck, gäller främst lerslänter med skikt och lager av löst lagrad finsand och siltjord. Det första steget, vid planering av sådan verksamhet i närheten av eller i en slänt, är att identifiera om det finns jordlager av dessa jordarter. Enklast görs det m.h.a CPT-sonderingar. Utifrån CPT-sonderingar kan jordarter identifieras och även lagringstätheten ( $I_D$ , även kallad densitetindex) bestämmas. Friktionsjord som har en lagringstäthet lägre än 35% ( $I_D \leq 35\%$ ) kan bedömas vara löst lagrad (Silva-Tulla et al., 2008).

#### 2.1.2.5.2 Åtgärder

Om lager och skikt med löst lagrad finsand och siltjord har identifierats i en lerslännt, där en vibrationsalstrande verksamhet planeras, bör gränsvärden för tillåten portryckshöjning bestämmas med hjälp av kombinerad stabilitetsanalys. Bedöms att risk finns att förhöjd grundvattentryck kan orsaka skred, bör portrycksmätare installeras i kritiska zoner i slänten och användas som övervakning under arbetet med den vibrationsalstrande verksamheten. Åtgärder, för att minimera risken för förhöjda porvattentryck, är annars att installera vertikaldräner i släntens kritiska zoner, vid skikt och lager med silt och finsand. Andra enklare åtgärder är att flacka ut slänter för att öka släntens stabilitet.

### 2.1.3 Tillfälliga grundvatten- och porvattentrycksänkningar

Problem med grundvatten vid schaktarbeten kan antingen hanteras genom hydrauliska barriärer (tätande konstruktioner) eller genom avvattning. Det olika åtgärderna sammanfattas kort i detta avsnitt. För mer detaljerade beskrivningar, se Cashman & Preene (2001).

Man ska dock vara uppmärksam att både hydrauliska barriärer och avvattning, kan orsaka omgivningspåverkan. Om avvattning kan medföra skada på allmänna eller enskilda intressen, är vattenverksamheten tillståndspliktig. Undantag finns om det är uppenbart att åtgärden inte kommer att medföra skada. Tillstånd söks hos mark- och miljödomstolen. För mer information om detta, se 11:e kapitlet Miljöbalken (SFS 1998:808, 1998). Användning av hydrauliska täta barriärer, som kan medföra dämningseffekter av grundvatten, definieras inte som vattenverksamheter. Dessa verksamheter kan likväl falla under hänsynsregler i 2:a kapitlet i SFS 1998:808 (1998).

#### 2.1.3.1 Hydrauliska barriärer

Hydrauliska barriärer kan användas för att hindra grundvattnet från att komma in i schakten, men kan också användas för att minska grundvattenströmningen i jorden under schaktbotten. Den vanligaste metoden är att installera en tät stålspons som barriär. Det går också att gräva ut material och ersätta med täta massor (t.ex. bentonit och slitsmurar). Den senare åtgärden kommer dock att mer eller mindre bli en permanent hydraulisk barriär och kan förändra den naturliga grundvattenströmningen i jorden. Hydrauliska barriärer kan även skapas genom injektering (t.ex. jetpelare i friktionsjord och ridåinjektering i berg). Även denna åtgärd kan riskera orsaka en permanent hydraulisk barriär för den naturliga grundvattenströmningen. I finkorniga jordar och berg kan jordfrysning vara ett alternativ för att skapa tillfälliga hydrauliska barriärer.

#### 2.1.3.2 Avvattningsmetoder

Genom avvattningsmetoder kan man styra grundvatten för att få en lokal grundvattensänkning invid schakten eller en sänka grundvattentrycknivån under en schaktbotten. Några av de vanligaste förekommande avvattningsmetoderna nämns i detta avsnitt.

##### 2.1.3.2.1 Pumpgropar

Den enklaste metoden vid mindre grundvattenflöden är att länshålla schakten. I huvudsak går metoden ut på att låta grundvatten rinna in i schakten och samla in det i pumpgropar (lågpunkter) och sedan pumpa bort vattnet ut ur schakten. Pumpgroparna bör grävas till ett något större djup än själva huvudschakten och bör bibehållas i sitt läge under hela schaktarbetet, men fördjupas vid behov allteftersom schaktarbetet fortskrider. Öppna diken eller diken fyllda med permeabla massor och nedlagda dräneringsledningar, kan också grävas för ytterligare förbättra avvattningen av en schaktbotten.

#### 2.1.3.2.2 Passiva brunnar

Gäller det att sänka grundvattentrycket i ett grundvattenmagasin under schaktbotten, är den enklaste åtgärden att installera öppna rör ned till det permeabla friktionslagret. Dessa, s.k. blödarrör, kapas vid nivå som krävs för att schakten ska vara stabil m.h.t. erforderlig säkerhet mot hydrauliskt grundbrott. Grundvattentrycket i den undre akviferen lättas och grundvatten flödar över i röret och in i schakten. Andra liknade åtgärder är vertikaldräner (sanddräner eller banddräner) som installeras före schaktarbetet, och dränerna schaktas av i takt med att schaktarbetet fortskrider. Grundvattentrycket sänks då av ned till schaktbotten.

I båda fallen krävs länshållning av inkommande grundvatten från brunnarna inom i schakten. Blödarrören är dock tillfälliga, då de oftast går att tätas efter avslutat arbetet. Vertikaldräner är svårare att tätas efter avslutat schaktarbete och kan riskera orsaka en permanent grundvattensänkning. Vertikaldräner kan dock vara en effektivare åtgärd med att punktera grundvattentryck i vattenförande skikt och mindre friktionslager.

#### 2.1.3.2.3 Filterbrunnar

Ska större mängd vatten pumpas eller grundvatten sänkas av till större djup, krävs grävda eller borrhåll filterbrunnar med nedsänkbara pumpar. Består jorden av permeabla jordar, kan oftast elektriska pumpar i en eller ett fåtal brunnar vara tillräckligt. Är det siltiga jordar, kan det krävas fler filterbrunnar eller att vakuummetoden (se nedan) används. Kostnaderna för filterbrunnar är mycket dyrare än jämfört med andra avvattningsmetoder, men de är istället betydligt effektivare.

#### 2.1.3.2.4 Vakuummetoden

Vakuummetoden, vanligen benämnd som *wellpoints* efter dess engelska beteckning, består av en ett antal seriekopplade rör med sugfilter installeras ned i jorden. Rören är vid markytan anslutna till en vakuumpump, och de suger därmed in vatten vid rörspetsarna i jorden. Rören installeras vanligtvis längs med eller runt en schakt. Vakuummetoden klarar att sänka av grundvatten ned till maximalt 6 m djup, dvs. vertikalt avstånd mellan spets och vakuumpump (Cashman & Preene, 2001). För att metoden ska fungera på större djup, krävs att spetsarna installeras i etapper allteftersom schaktarbetet fortskrider. Vakuummetoden används vanligen i siltjord, dvs lågpermeabel friktionsjord, där det är annars kan vara svårt att sänka av grundvatten eller att grundvattentrycksänkningar m.h.a passiva metoder inte är tillräcklig snabba.

## 3 Schaktmetoder och förstärkningar

### 3.1 Oförstärkta schakter

De flesta schakter kan hanteras utan någon form av stödkonstruktion. I de temporära skedena är det mycket vanligt att 3D-effekter utnyttjas för att höja säkerhetsfaktorn då det ofta gäller avgränsade schakter, eller avgränsade belastningar på slänkrön. För handledning av beräkningar med 3D-effekter hänvisas till avsnitt 1.1. Det går även att höja säkerhetsnivån genom att arbeta med kontroll och övervakning tillsammans med framtagna gränsvärden för laster, deformationer och portryck.

Schaktning i friktionsjord begränsas främst av förekomst av grundvatten, vilket behandlas i avsnitt 2. För lera begränsas många gånger schaktdjupet av den odränerade skjuvhållfastheten. För att optimera nyttjandet av den tillgängliga odränerade skjuvhållfastheten kan någon eller några av metoderna beskrivna i avsnitt 3.2–3.6 användas.

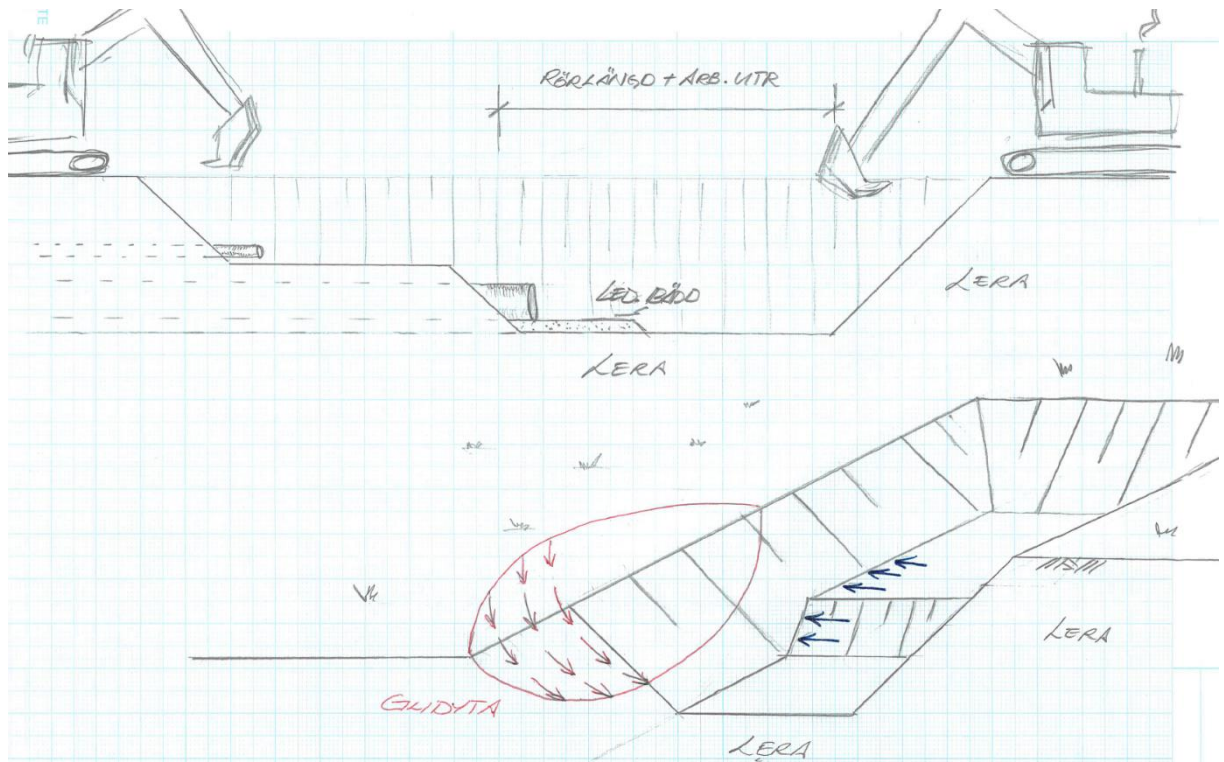
### 3.2 Etappvis schaktning

I många fall kan t.ex. ledningsschakter utföras etappvis. Etappvis schaktning innebär att endast en del av schaktsträckan är öppen samtidigt och ledningarna läggs ”en rörpipa i taget”. Innan efterföljande schaktetapp utförs, fylls hjässan över på föregående rörpipa, se Figur 3-1. På detta vis kan 3D-effekter nyttjas för att höja säkerhetsfaktorn mot brott och schakterna kan utföras djupare med bibehållen säkerhet.

Maskiner ställs om möjligt på kortsidan av schakten, där 3D-effekterna är störst. För bästa effekt ska även materialupplag i anslutning till schakten undvikas, framförallt för schaktning i kohesionsjordar.

En gynnsam effekt med denna typ av schakt är att endast så mycket som behövs står öppet samtidigt, vilket gör att rörelserna minimeras, sprickbildning minimeras och att mindre del är väderberoende.

## 3. Schaktmetoder och förstärkningar



Figur 3-1. Figuren illustrerar etappvis schaktning i plan och sektion. Illustratör A. Palmén

### 3.3 Avlastningsschakt

Där utrymme finns och tippkostnader är hanterbara, kan avlastningsschakt vara ett bra alternativ. Glidytans pådrivande del avlastas för att förbättra släntens stabilitet.

Avlastningsschakt kan även vara ett bra alternativ om en oförutsedd stor belastning tillkommer nära ett släntkrön eller för att skapa förutsättningar för att ställa upp exempelvis en mobilkran.

För djupa schakter kan det även krävas att schakterna tas ut i flera "schaktpallar" vilket innebär att man skapar en flera avlastningsschakter inom schakten.

### 3.4 Undervattensschakt

Då schaktning inte kan bedrivas till tillräckligt stort djup med tillfredställande stabilitet, kan undervattensschaktning vara aktuell, se Figur 3-2. Undervattensschaktning bygger på att vattnets vikt används som mothållande last i passivzonen för kohesionsjordar och för att undvika grundvattenproblematik vid schaktning i friktionsjord. Nackdelen med metoden är att precisionen på schaktningen försämras och att grävmaskinisten får förlita sig på "känslan". En annan nackdel är att någon form av byggnadsverk förr eller senare skall ned i schakten och det momentet blir en utmaning i form av tid, pengar och kvalitet vid undervattensschakt.

## 3. Schaktmetoder och förstärkningar



Figur 3-2. Undervattensschakt, E45 Trollhättan (Foto J. Wallgren)

### 3.5 Förstärkningar

Där utrymme saknas för schaktslänt, en hydraulisk barriär behövs med hänsyn till grundvatten eller ett kritiskt djup ur stabilitetssynpunkt för lera kommer att överskridas, behövs någon form av stödskonstruktion.

#### 3.5.1 Spontkassett

En oftast kostnadseffektiv metod för långsmala schakter ovan grundvattnet är spontkassett eller schaktslädar (box som dras fram). Spontkassetter utgörs av två väggar med strävor emellan (i en eller flera nivåer), vilket gör att schaktmängderna kan minskas avsevärt och en säkrare arbetsmiljö kan uppnås. Den uppenbara nackdelen är att mängden strävor försvårar vid t.ex. rörläggning och ger sämre framdrift i schaktningsarbetet (ökade kostnader).

Vid dimensionering av spontkassetter behöver kapacitet hos strävor och väggar kontrolleras och jämföras med förväntade jordtryck. Schaktkassetterna är oftast dimensionerade för aktivt jordtryck, vilket betyder att de bygger på att jorden får mobilisera innan väggarna sänks ner. Gropen grävs då nästan vertikal och kassetten lyfts på plats av grävmaskinen. På utsidan av väggarna fylls med packningsbara massor för att minska rörelserna, dock ska jorden inte packas förrän kassetten är uppdragen.

Många gånger används schaktkassetter inte så här i praktiken utan boxen ställs på markytan och jorden grävs ur inuti varpå kassetten sänks en sida i taget. Används kassetten på detta vis är det extra viktigt med kontroll av jordtrycken för väggarna och strävorna då ett jordtryck närmare vilojordtryck erhålls. Spontkassetterna kan dimensioneras enligt principer för en slagen stålspond. Se vidare om dimensionering i (Pålkommissionen, 2018).

#### 3.5.2 Spont

Spont används huvudsakligen för något av följande skäl:

- för att möjliggöra att dels kunna schakta till större djup
- förhindra att grundvatten kommer in i schakten.
- minska rörelser i omgivningen som orsakas av schaktning

Det finns flera olika typer av spont. Vanligast och mest kostnadseffektiv är slagen eller vibrerad U- eller Z-spont eller slagna rör - dessa går bra att driva ner i lösare jordar.



## 3. Schaktmetoder och förstärkningar

För fastare jordmaterial och med inslag av block och sten behövs vanligtvis borrarad spont. Vanligast är troligtvis berlinspont, där stålrör borrar ner i jorden eller berget med några påldiametrar emellan och mellanrummet vanligtvis plåtas. En s.k. Berlinspont blir dock inte tät och kan inte nyttjas som hydraulisk barriär.

En annan vanlig metod är borrhade rörspont, som består av rörpålar med lås. Fördelen att är pålar med lås kan göras mer eller mindre tät, jämfört med Berlinspont, och kan då även nyttjas som hydraulisk barriär. Nackdelen med metoden är att den är dyr jämfört med alternativen. För dimensionering av sponter hänvisas till Pålkommisionen (2018).

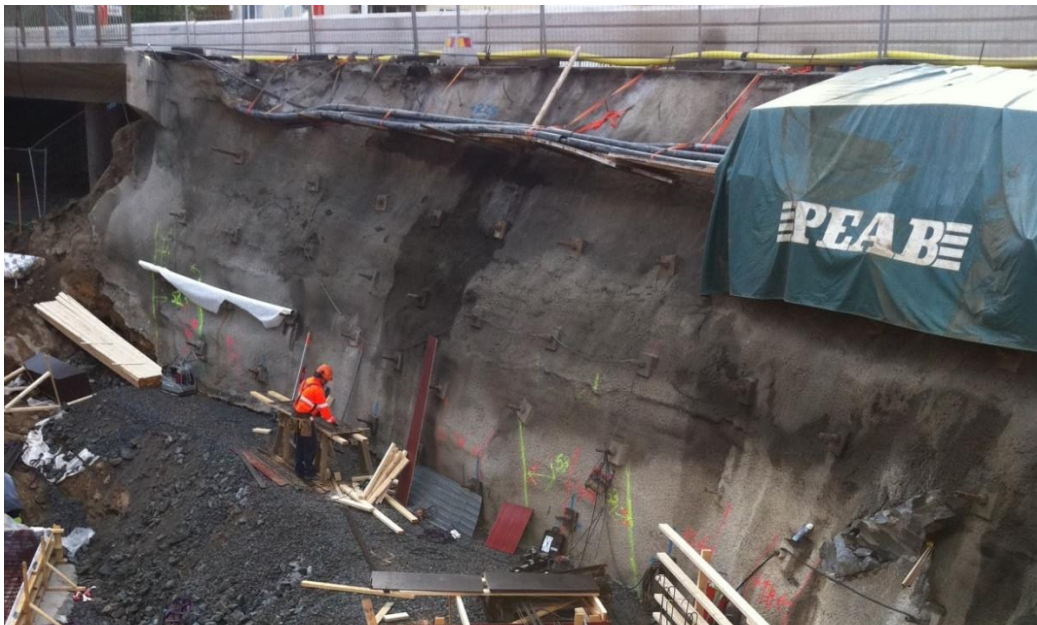
### 3.5.3 Jordspikning

För större schakter i friktionsjord ovan grundvattenytan kan jordspikning vara ett ekonomiskt alternativ jämfört med slagen spont, berlinspont eller framför allt borrarad rörspont. Systemet bygger installerade jordstag och en front av armerad sprutbetong. Se Figur 3-3 och Figur 3-4

Utförandet kan då göras med etappvis schaktning med branta slänter till ca 1–1,5 m djup.

Stag borrar och injekteras, slänten kläs med nätarmering och sprutbetong. Efter det kan nästa schaktpall kan påbörjas. Vanligt centrumavstånd är 1–1,5 m vertikalt och något mer horisontellt.

Beräkningsmässigt måste krafter och stabilitet kontrolleras för samtliga schaktpallar.



Figur 3-3. Jordspikning färdigschaktad vägg, Rován 5. (Foto O.Lidehorn)

## 3. Schaktmetoder och förstärkningar



Figur 3-4. Borrning av jordstag vid jordspikad slänt. Rovan 5, Solna. (Foto O. Lidehorn)

### 3.5.4 Djupstabilisering

För permanenta, men även temporära skeden kan djupstabilisering med t.ex. kalkcementpelare vara lämpligt. Detta för att öka det kritiska schaktdjupet i leran och kunna schakta djupare utan hjälp av spont. Det är oftast endast ekonomiskt försvarbart vid stora schaktdjup eller komplexa arbeten och i kombination med att stabiliseringen även kan nyttjas i ett permanent skede. Dimensionering kan göra med hjälp av t.ex. Trafikverket (2022).

### 3.5.5 Övriga metoder

Andra mer eller mindre vanliga stabilitetshöjande åtgärder är stenpelare, jordarmering, lättfyllning, jetinjektering, pålning, slitsmurar, sekantpålar och jordfrysning.

## 3.6 Samverkan

Vid schakt nära konstruktioner, t.ex. pålar, spont m.m. påverkas dessa av den nya kraft- och momentjämvikten inom mobiliserade glidytor. Lasten överförs till den styvaste delen, vilket många gånger utgörs av konstruktionselement. Därav kommer konstruktionselementen att samverka med jorden för att bära lasten. Detta innebär att säkerheten för slänten ökar, då del av pådrivande last bärs av andra konstruktioner, men det betyder även att jorden till dels belastar dessa konstruktionselement och tar i anspråk en del av deras kapacitet.

Pålar fungerar bra på att ta upp axiell belastning men de är känsliga för sidoförskjutningar som ökar knäckningsrisken. Detta gör att pålarna får nedsatt bärförmåga axiellt om den konstruktiva bärförmågan är begränsande.

Sponter är byggda för att hantera stora jordtryck. Däremot kan extra stora jordtryck uppstå om en glidyta ”skär” in i en spont vilket det kan göra om en spont är installerad i eller nedanför en slänt.

Finns konstruktionselement nära eller i schakterna, bör därför en samverkansanalys göras, där kraftspelet mellan jorden och konstruktionselementen kan analyseras på ett mer nyanserat sätt. Detta görs bäst med numeriska metoder.

## 4 Kontroll och övervakning

### 4.1 Temporära slänter

Vid förändring av släntstabiliteten t.ex. genom anläggning av bank (pålastning av massor) eller vid schaktning (avlastning av massor), uppstår alltid rörelser. Rörelser kan uppkomma dels på grund av att jordens skjuvhållfasthet mobiliseras genom deformation tills ett nytt jämviktsläge uppnåtts, dels på grund av kompression till följd av de ökade effektivspänningar. Graden av mobilisering av skjuvspänning beror på hur stor spänningsförändring som uppstår i jorden. Man kan förvänta sig ökande rörelser som kan leda till krypbrott vid beräkning, odränerad totalsäkerhetsfaktor under 1,2. En slänt med sådan säkerhet är mycket riskabel ur arbetsmiljösynpunkt och ska inte förekomma på arbetsplatser.

Inom en glidyta mobiliseras först aktivzonen, sedan direkt skjuvzon och sist passivzonen. För töjningsmjuknande jordar, som t.ex. postglaciala leror, har många gånger aktivzonens skjuvhållfasthet passerat sitt maximala värde långt innan passivzonens skjuvhållfasthet börjat mobiliseras. Detta är viktigt att komma ihåg när rörelser skall mätas och övervakas. Mätningar utförs, därför, i första hand i aktiva skjuvzonen och i andra hand i den direkta skjuvzonen. Att mäta rörelser i den passiva skjuvzonen skulle innebära att brott redan kan ha uppstått i slänten när rörelser kan uppmätas i passivzonen.

Avgörande faktorer för en schaktslänts stabilitet är:

- Tidsförloppet, dvs. hur länge schakten står öppen
- Vilken analys som är dimensionerande, odränerad, kombinerad eller dränerad

Det är viktigt att beakta att schaktning och fyllning påverkar jordens skjuvhållfasthet. Vid dessa arbeten ändras totalspänningarna för jorden. Detta leder till att portryck och därmed effektivspänningar i jorden förändras över tid. Vid schakter som ska stå öppna under en längre tid, bör därför en analys göras om vad och hur mycket dessa parametrar ändras över tid, vilket har en direkt inverkan på tillgänglig skjuvhållfasthet.

Om man skattar portrycksförändringarna som kommer att ske vid arbetena, kan påverkan på den odränerade skjuvhållfastheten beräknas genom att ta hänsyn till förändring av OCR. Den dränerade skjuvhållfastheten är en direkt funktion av kohesionsintercept, friktionsvinkel och effektivspänning. Se *SGI information 3* (Larsson et al., 2007).

Fyllningar, pålning, markstabilisering m.m. höjer portrycket, vilket initialt sänker den dränerade hållfastheten. För slänter med genomsläppliga skikt kan detta vara extra kritiskt för släntstabiliteten. På lite längre sikt påverkar även avlastning såväl dränerad som odränerad hållfasthet negativt, vilket är en av anledningarna till att slänter kryper under lång tid även om stabiliteten är något under tillfredsställande nivå.

Ytliga skikt och höga portryck kan även ge upphov till hydraulisk bottenuppträckning vid schakt som kan missuppfattas som ett totalstabilitetsproblem. Se vidare i avsnitt 2.1.2.

### 4.2 Metoder

Hur arbetena planeras avgör oftast vilka metoder som är mest relevanta för att kontrollera stabiliteten. Temporära schakter, t ex ledningsschakter utförs ofta i etapper där schakten är öppet under en kort period för varje etapp, medan andra slänter kan stå öppna under flera år.

De relevanta brottmoderna måste identifieras vid planering av övervakning av en schaktslänt. Omfattar arbetena ett stort område är det oftast mer meningsfullt med en stor

mängd mätpeglar istället för någon enstaka sektion med t.ex. inklinometer eller portrycksmätare. Är det däremot ett geometriskt läge som uppenbart är utsatt kan sådana insatser vara befogade.

#### 4.2.1 Peglar, spikar

Mätpeglar kan bestå av en stålplatta med ett påsvetsat armeringsjärn eller en jordskruv med hals och gängtapp för prisma. Peglar kan mätas med totalstation eller övervakas kontinuerligt. För hårdgjorda ytor fungerar även mät-dubbar bra för rörelseuppföljning. Se Figur 4-1 för exempel på mätpeglar och automatisk mätning med totalstation.



Figur 4-1. Vänstra bilden visar exempel på mätpeglar (foto M. Sabbattini). Högra bilden visar exempel på monitorering med totalstation (foto H. Möller).

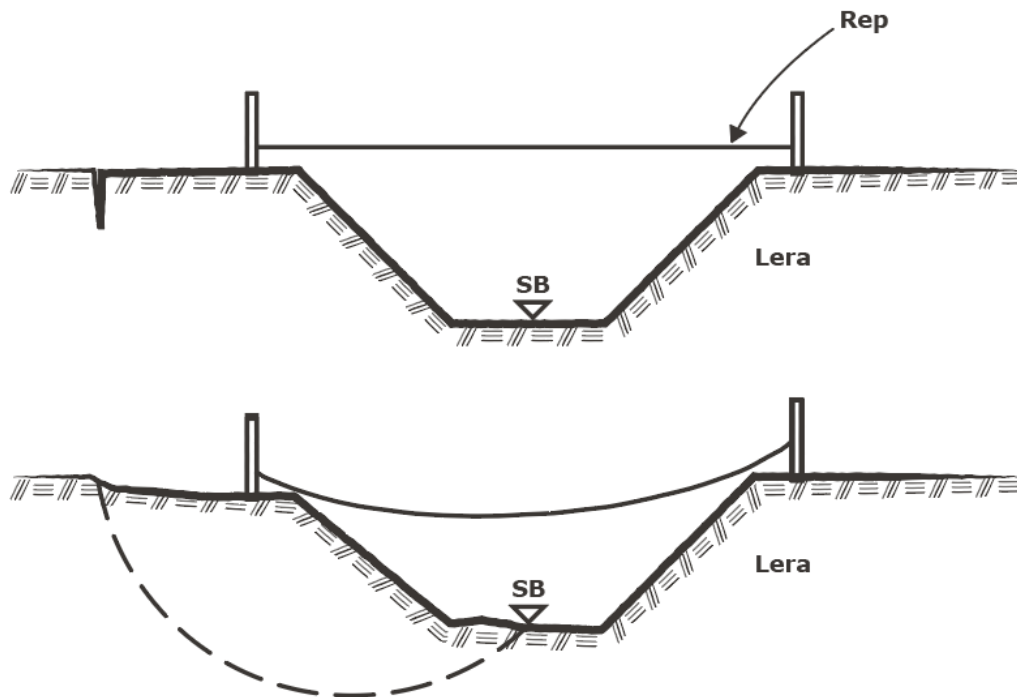
#### 4.2.2 Stakkäppar, flukter

Den vanligast förekommande kontrollåtgärden för temporära slänter är troligtvis att använda 1-tums stakkäppar i trä, vilket ger en direkt och tydlig bild av rörelserna.

Stakkäppar slås ner i jorden, lämpligen med 5–10 m inbördes avstånd. På käpparna kan flukter häftas på, vilket möjliggör att både nivå- och planförskjutning kan observeras. Fördelen med metoden är att den inte kräver någon datoranalys för att se om det rört sig. De direkt berörda av arbetena t.ex. grävmaskinister, arbetsledare och yrkesarbetare kan själva ha koll på rörelserna.

Varianter på detta kan vara att t.ex. stakkäppar eller armeringsjärn slås ner på båda sidor av en ledningsschakt, varpå en lina spänns tvärs över och fästs lågt på käpparna. Slackar linan kan detta vara tecken på rörelse i slänten, se exempel i Figur 4-2.

Denna metod fungerar bra när rörelserna är förhållandevis stora.



Figur 4-2. I figurens visas principen med linmetoden. Observera att linan ska sättas lågt på källarna. Illustration A. Palmén.

#### 4.2.3 Inklinometer

Är förväntad deformation på en specifik geografisk plats kan inklinometrar vara ett bra alternativ för att komplettera pegelmätning. Mätning utförs manuellt eller automatiskt, med t ex SMS/mejl-larm. Se vidare i kapitel 6 i huvuddokumentet; ”Kontroll och övervakning”.

#### 4.2.4 Grundvatten- och portrycksmätning

Grundvatten- och portryck bör mätas av flera anledningar:

- för schakter där dränerad skjuvhållfasthet har stor betydelse för stabiliteten
- där risk för hydrauliskt grundbrott finns
- för att övervaka omgivningspåverkan av schaktarbeten

Mätarna bör placeras med i antal och på nivåer utifrån syftet med mätningarna. Mätning bör helst utföras med logger och tömmas manuellt eller med fjärravläsning. Fjärravläsning kan kombineras med SMS/mejl-larm om förutbestämda larmnivåer uppnås.

#### 4.2.5 Iakttagelser

Viktigast vid temporära schakter och fyllningar är att observera när rörelserna uppstår. Så länge rörelserna endast inträffar vid schakt (eller vid installation av pålar, djupstabilisering t ex) och om rörelserna avtar drastiskt när arbetena avbryts, finns oftast marginaler till brott i slänten. Ökar däremot rörelserna i nästan samma takt eller accelererande takt, kan åtgärder behövas för att bromsa förloppet.

Att upptäcka rörelser i slänter underlättas med kontinuerlig geodetisk mätning.

Saknas pegelmätning kan sprickor mätas med tumstock och noteras i dagbok. Det är då extra viktigt att mätning utförs på samma ställe vid varje mättillfälle. Fotodokumentation är att föredra då det kan vara svårt att hålla reda på vilka sprickor som är nya och gamla annars. I Figur 4-3 visas exempel på sprickbildningar vid rörelser för släntschakt och spontschakt.



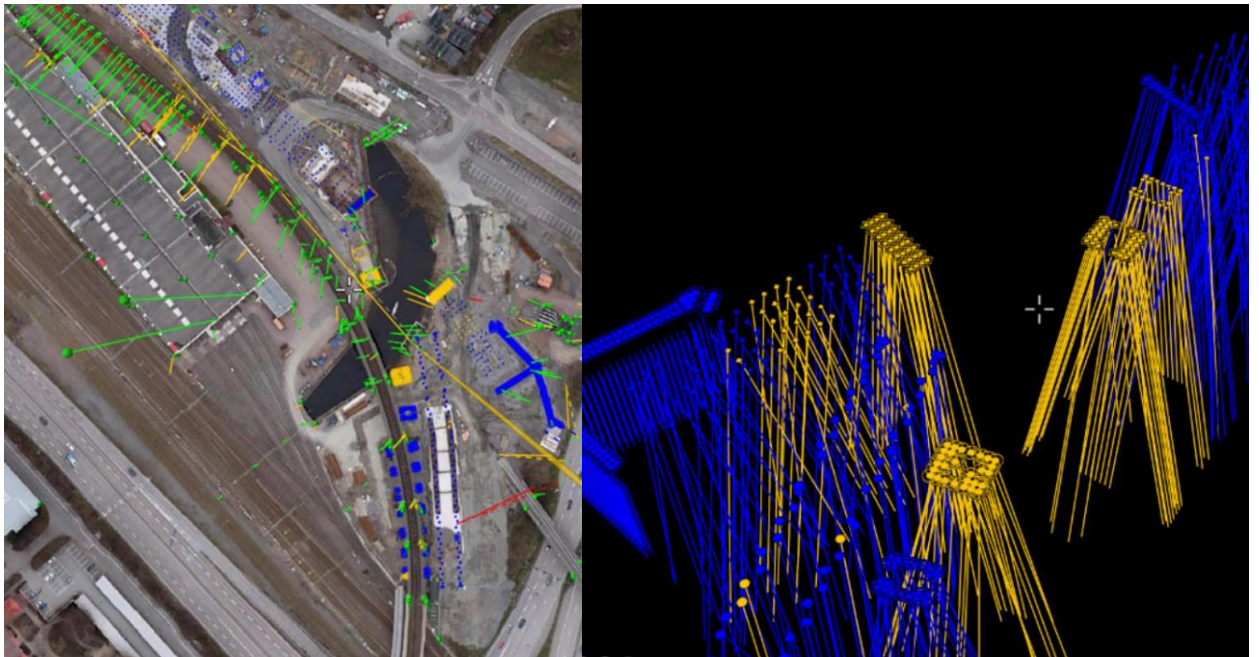
Figur 4-3. Sprickbildningar vid spontrörelse (vänster bild) respektive släntrörelse (höger bild) (Foton M. Sabbatini).

#### 4.2.6 GIS-system för övervakning

Det finns en mängd sofistikerade GIS-system för att identifiera och analysera rörelser, portryck, töjningar med mera. Dessa mjukvaror erbjuder ofta uppladdning av kontrollpunkter för t.ex. mättekniker.

GIS underlättar händelsehantering genom t.ex. inritning var schakter gjordes och var pålar installerades kopplat till en tidsskala. På så sätt kan rörelser och portryck lättare härledas till olika arbetsetapper.

Programvarorna ger även möjligheter till att rita upp och gruppera punkter. Detta kan förenkla analysarbetet avsevärt i främst större projekt, med många mätpunkter att hålla reda på och analysera. I Figur 4-4 visas ett exempel på visualisering av GIS-data.



Figur 4-4. Exempel från GIS-programvaran Mapton för redovisning av rörelser och händelser.

#### 4.2.7 Larm och gränsvärden

För att kontroll och övervakning av rörelser ska vara meningsfull behöver larm och gränsvärden definieras för att avgöra om rörelsen har förväntad storlek eller ej.

Någon form av prognos av rörelserna under olika arbetstapper bör utföras. Detta kan göras erfarenhetsbaserat eller t ex med numeriska modeller med en relevant materialmodell.

För schakt i postglacial lera med en totalsäkerhetsfaktor kring 1,5, kan man förvänta sig en "initial" rörelse på ca 1–2 % av schaktdjupet i vertikal- och horisontalled. För glaciallera uppgår motsvarande rörelse upp till 0,5–1% av schaktdjupet. Vid organiska jordar kan mycket stora rörelser uppstå vid schakt, eftersom skjuvmoduler för sådana jordar är väldigt låga. Finns känsliga konstruktioner i närheten av schakten är det därav extra viktigt att skjuvmodulerna är kända vid schaktning i exempelvis gytta.

Det är viktigt för att följa upp om förväntad säkerhet uppnås genom att observera vad rörelser i slänten schaktfasen.

### 4.3 Åtgärder och ansvarsfördelning

Alla larm och gränsvärden bör vara kopplade till tänkbara åtgärder, där det framgår vem som gör vad vid larm eller gränsvärdesöverträdelser. För kritiska arbeten, kan det även vara god idé med beredskap som att t.ex. krossmaterial finns i närheten för att kunna fylla en schakt snabbt.

För större projekt med temporära slänter bör det åtminstone utses:

- *Ansvarig geotekniker*, som samordnar och analyserar mätdata, tar fram erforderliga åtgärder vid för stora eller oväntade rörelser.

- *Mätansvarig* som ansvarar för att mätningen levereras med rätt kvalitet och i tid till ansvarig geotekniker.
- *Schaktansvarig* som ansvarar för att schakter och fyllningsarbeten projekteras och utförs enligt upprättade handlingar och arbetsberedning samt att de kontroller som ålagts arbetsplatsen genomförs och rapporteras.

Schaktansvarig ansvarar även för att de åtgärder som föreskrivs vid gränsvärdesöverträdelser utförs och att avbryta och eventuellt projektera om arbetena vid avvikande förhållanden.



## Referenser

- Berglund, A. (2009). *Tjäle - en litteraturstudie med särskilt fokus på tjällossning*. Luleå tekniska universitet.
- Brown, A. J., & Bridley, R. C. (2008). Progress in assessing internal erosion. In *Ensuring Reservoir Safety into the Future: Proceedings of the 15th Conference of the British Dam Society at the University of Warwick from 10–13 September 2008*, 29–38.
- Cashman, P. M., & Preene, M. (2001). *Groundwater lowering in construction. A Practical Guide to Dewatering*. Spon Press.
- CIRIA. (2013). *The international levee handbook*. CIRIA.
- Committee for Waterfront Structures. (2015). *EAU 2012* (J. Grabe, Ed.; 9th ed.). Wilhelm Ernst & Sohn.
- Edstam, T. (2021). *Frischakt (släntschant) i lös lera med nyttjande av "3D-effekten"* (SBUF 13626). SBUF.
- Gens, A., Hutchinson, J. N., & Cavounidis, S. (1988). Three-dimensional analysis of slides in cohesive soils. *Geotechnique*, 38(1), 1–23.
- Green, R. A., & Bommer, J. J. (2018). *Smallest earthquake magnitude that can trigger liquefaction*. Virginia Polytechnic Institute and State University. Center for geotechnical practice and research.
- Hall, L., & Wersäll, C. (2015). *Markvibrationer. SGF Informationsskrift 1:2012. Version 2015-12-22*. <https://www.researchgate.net/publication/322939605>
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Pearson Education India.
- Lamens, P. (2017). *Pile installation in submerged sandy slopes. Assessing liquefaction-induced instability*. Delft University of Technology. <http://repository.tudelft.nl>
- Larsson, R., Sällfors, G., Bengtsson, P.-E., Alén, C., Bergdahl, U., & Eriksson, L. (2007). *Skjuvhållfasthet - utvärdering i kohesionsjord*. (Information 3). Statens Geotekniska Institut (SGI).
- L'Heureux, J.-S., & Johansson, J. (2016). *Dynamiske påkjenninger og skredfare. Naturfareprosjektet: Delprosjekt 6 Kvikkleire. Rapport 16-2016*. NVE. [www.nve.no](http://www.nve.no)
- Lundström, K., Odén, K., & Rankka, W. (2015). Schakta säkert. Säkerhet vid schaktning i jord. In *Svensk Byggtjänst*. Svensk Byggtjänst.
- Norén-Cosgriff, K. (2019). *Vibration induced damage due to construction work - State of the Art Report*. NGI.
- Pålkommisionen. (1997). *Omgivningspåverkan vid pål- och spontslagning* (Rapport 95). Pålkommisionen.
- Pålkommisionen. (2018). *Sponthandboken* (Rapport 107). Pålkommisionen.
- Rankka, W., Liedberg, S., Rudebeck, D., & Dehlbom, B. (2022). *Säker uppställning av tunga anläggningsmaskiner*. Svensk Byggtjänst.
- SGI. (1985). *Länshållning vid schaktningsarbeten*. SBEF.

Silva-Tulla, F., Marss, W. A., & Lambe, T. W. (2008). Probability and risk of slope failure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(12), 1691–1699.

Skredkommissionen. (1995). *Anvisningar för släntstabilitetsutredningar* (Rapport 3:95). Skredkommissionen.

SFS 1998:808, Pub. L. No. Miljöbalk (1998:808) t.o.m. SFS 2022:1272 (1998).  
[https://www.riksdagen.se/sv/dokument-lagar/dokument/svensk-forfattningssamling/miljobalk-1998808\\_sfs-1998-808](https://www.riksdagen.se/sv/dokument-lagar/dokument/svensk-forfattningssamling/miljobalk-1998808_sfs-1998-808)

Trafikverket. (2022). *Geokonstruktion, dimensionering och utformning. KRAV med RÅDSTEXT. TRVINFRA-00230. Version 1.0.*



**STATENS  
GEOTEKNISKA  
INSTITUT**

**Statens geotekniska institut**

581 93 Linköping

[www.sgi.se](http://www.sgi.se)

E post: [sgi@sgi.se](mailto:sgi@sgi.se)

Växel: 013-20 18 00