

## **CEMENTINJEKTERADE SPRICKORS BERG- MEKANISKA EGENSKAPER**

### **Inverkan på förinjekteringen vid tunneldrivning i hårt berg**

Staffan Swedenborg



**CEMENTINJEKTERADE SPRICKORS BERG-  
MEKANISKA EGENSKAPER  
Inverkan på förinjekteringen vid  
tunneldrivning i hårt berg**

**Rock mechanical properties of cement  
grouted rock joints -  
Effects on pre-grouting in hard rock  
during tunneling**

Staffan Swedenborg

SveBeFo Rapport 54

Stockholm 2002  
ISSN 1104-1773  
ISRN SVEBEFO-R--54--SE

## FÖRORD

Frågan om cementinjekterings stabiliserande eller förstärkande effekt på en tunnel i hårt berg har ofta diskuterats med olika åsikter om dess betydelse, oftast med antagandet att injekteringen har en positiv inverkan på stabiliteten. Få undersökningar har tidigare gjorts för att klarlägga frågan. Föreliggande rapport är en svenskspråkig sammanfattning av Staffan Swedenborgs doktorsavhandling, som han försvarade på Chalmers sommaren 2001. Den redovisar laboratorieförsök med syfte att visa hur sprickegenskaper påverkas av injekteringsbruk samt numeriska modelleringar för att illustrera vilken effekt detta kan få på en tunnelsektion.

Såväl laboratorieresultaten som de numeriska simuleringarna visar att det ingalunda är givet att verkan av injekteringen blir stabiliserande, den kan mycket väl ha motsatt effekt beroende på aktuella randvillkor i form av geometri, bergstruktur och spänningssituation. Detta är viktig kunskap att ta tillvara, även om det betonas i rapporten att den numeriska modelleringen är känslig för variationer i indata. Resultaten kan också ha betydelse för val av injekteringsstrategi vid såväl för- som efterinjektering.

Projektet har genomförts inom ramen för SveBeFos forskningsprogram (projekt 853) med kompletterande finansiering från SBUF och NCC. En referensgrupp bestående av följande personer har följt projektet: Tommy Ellison, Besab, Håkan Stille, KTH, Lars-Olof Dahlström, NCC Teknik, Ulf Håkansson, Skanska Teknik, Sven Tirén, Geosigma, Ann Emmelin, SveBeFo, och undertecknad, samt Ulf Lindblom i egenskap av vetenskaplig handledare och examinator på Chalmers. Vi noterar tacksamt referensgruppens engagemang med goda råd under projektets gång.

Stockholm i januari 2003

Tomas Franzén

## Sammanfattning

Utvecklingsarbetet inom berginjektering har länge varit fokuserat på brukets inträngning i bergsprickorna och dess förmåga att minska inflöde till tunnlar eller berggrum. I detta arbete har istället bergmekaniken kopplad till det härdade brukets egenskaper studerats, först i laboratorieskala för att erhålla numeriska ingångsparametrar och därefter med numeriska modelleringar. I det fall de generella hydrauliska och mekaniska egenskaperna hos cementinjekterade bergsprickor kan bestämmas, då kan även begynnande läckage och väsentliga bergmekaniska belastningsfall identifieras. Detta var syftet med det utförda arbetet.

Inledningsvis för detta arbete utfördes direkta skjuvförsök på fullt injekterade, konstgjorda plana sprickor med spalten 3 mm. Efter utvärdering av dessa försök kunde det konstateras att injekteringsbruket har en bestämd vidhäftningskapacitet. Detta ger upphov till en skenbar förstärkning av sprickans skjuvhållfasthet. Efter det att vidhäftningen brutits uppträder det sönderbrutna materialet såsom ett friktionsmaterial. Eftersom de spänningar som uppträder i t.ex. en tunnels sprickplan vanligtvis är väsentligt mycket större än den adhesiva kapaciteten är denna förstärkande inverkan på det mekaniska systemet oftast i stort sett försumbar.

De inledande försöken med plana provytor och 3 mm injekterad spalt visade inte ökande skjuvkapacitet i samma omfattning som är normalt för cementbaserade material vid minskat vatten-cement tal ( $vct$ ). Vidare, minskade inte hållfastheten vid en ökande spaltvidd vilket är normalt för friktionsjordsfyllda sprickor.

Ett viktigt notering gjordes vid de inledande direkta skjuvförsöken, att så kallade skjuvband uppträder inom injekteringsförbandet vilket medför att spaltvidden minskade betydligt, en skenbar kontraktans. Detta fenomen är inte möjligt i en bergspricka eftersom denna endast kan dilatera vid skjuvdeformation från utgångspositionen.

Den viktigaste delen av laborieförsöken utfördes vid Laboratoire 3 S i Grenoble, Frankrike på identiska replikat av bergsprickor som tillverkats av höghållfast betong,  $\sigma_c \approx 200$  MPa. Försök utfördes dels på injekterade dels på oinjekterade sprickreplikater med varierande normalspänning och  $vct$ -tal. Vid genomförandet av försöken hade en mindre vattenslang kopplats in i centrum på sprickytan, med ett mindre vattentryck. Härvid kunde det hydrauliska brottet mätas, då trycket faller så fort ett flöde uppstår.

De erhållna skjuvspännings/deformationsdiagrammen visade att cementinjekteringen minskade skjuvhållfastheten för en bergspricka i jämförelse med en oinjekterad identisk spricka. I det inledande skedet, det vill säga vid mycket små skjuvdeformationer, ökade styvheten på grund av den tillförda kohesionen. Men då det elastiska stadiet passerat och plastiska deformationer uppträder börjar det brutna injekteringsbruket att ge en "smörjande" effekt i kontaktpunkterna mellan bergytorna vilket minskar skjuvmotståndet.

Genom att dela upp skjuvmotståndet för en oinjekterad spricka i dess grundläggande komponenter och jämföra dessa med de grundläggande komponenterna för en cementinjekterad spricka noterades fundamentala skillnader. Oinjekterade sprickors maximala skjuvhållfasthet är avhängig av ytans vågiga struktur medan i det injekterade fallet uppträder maximal hållfasthet då brukets kohesion överskrids. En annan tydlig observation var att injekteringsbrukets vct-tal tydligt påverkade skjuvmotståndet. Sammantaget är den väsentliga förändringen av en injekterad sprickas skjuvegenskaper en funktion av nedbrytningen och krossningen av det härdade cementbruket eftersom injekteringen inte ändrar sprickplanets friktion eller ytegenskaper. Beroende på skjuvdeformationens storlek kommer en cementinjektering av en bergsspricka att påverka skjuvmotståndet; vid mycket små deformationer ökar dess skjuvmotstånd något, men vid större skjuvdeformationer kommer skjuvmotståndet att minska.

Vid en för cementinjekterade sprickor kritisk skjuvdeformation mister sprickan sin vattentäthet. De direkta skjuvförsöken visade att *brukets täthetsbrott* är en funktion av påbörjad dilatationrörelse vilket också är precis då det mekaniska brottet uppstår. Vid detta tillfälle har kontaktfriktionen och skjuvmotstånd på grund av ytans vågighet etablerats varför skjuv-dragbrott uppträder i injekteringsbruket.

Resultaten av laboratorieförsöken gjordes om till ingångsdata för numerisk modellering genom kurvanpassning av erhållna resultat. De parametrar som används som ingångsdata är *kohesion, dilatation, mobiliserad friktionvinkel, friktionsreduktionsfaktor och elastiskt område*. Injekteringsbrukets täthetsbrott inträffar då skjuvdeformationen i sprickplanet lämnar det elastiska området, och plastiska deformationer börjar uppträda.

Numeriska modelleringar har gjorts för att simulera de principiella mekaniska sambanden. Modelleringen utfördes i programmet UDEC med programspråket FISH. Eftersom verifikation av numeriska modeller med analytiska lösningar endast finns för idealiserade elastiska 2-D fall gjordes en numerisk modell av utförda skjuvförsök. Då denna programmering gav god överensstämmelse användes den för modellering av principiella utformningar av underjordiska öppningar i berg. De viktigaste resultaten från modelleringarna var:

- Det tryckta spänningsfältet runt en bergöppning är av stor betydelse för att öka normalspänningarna vilka minskar skjuvdeformationerna som kan leda till att injekteringsbruket går till *täthetsbrott*. Detta innebär att bergspänningarna *in-situ* i kombination med tunnelformen är av stor betydelse för risken att spänningsomlagringen vid ett bergguttag kommer att spräcka upp en utförd förinjektering.
- Vid ogynnsamma förhållanden kan injekteringsbrukets täthetsbrott propagera relativt långt ut i bergmassan, mer än en tunnelradie ut i bergmassan. Detta fenomen kan enligt modelleringen uppstå om huvudskjuvspänningen är parallell med ett sprickplan.

## Summary

Research on rock grouting has primarily been concerned with the injection phase, when the grout is in liquid state, and the grout's ability to seal fractures. In this report, the rock mechanical effects of the hardened grout on the rock mass are investigated in laboratory scale to acquire input parameters for the succeeding numerical modeling. If the general hydraulic and mechanical behavior of cement grouted joints can be established, loss of sealing and important rock mechanical mechanisms can be identified. This was the aim of the present work.

Initially in the project, direct shear tests were performed on planar joints with a fully grouted artificial aperture of 3 mm, i.e. the grout was put in place to cover the entire surface. After evaluating those tests, it was concluded that cement grouts have a distinct adhesive capacity. After breaking the adhesive bond, the grout acts as a frictional material with a small portion of cohesion, giving an impression of reinforcement of the joint. But, since the forces acting on a joint plane in a tunnel are generally high, the adhesive effect on the mechanical system is negligible in most cases.

The tests also showed, that the shear strength of the grouted joint did not increase as a function of decreasing water cement ratio ( $wcr$ ), to the same extent as common for most cement based materials. Neither did the strength decrease as a function of gap increments, which is found in soil-filled joints.

An important finding from the initial, direct tests with fully grouted planar joints was the influence of shear bands, associated with large contraction of the grout. This failure mode is not possible in a rough rock joint injected with grout, since the surface will dilate when subjected to shear displacements.

For the main laboratory investigation performed at Laboratoire 3 S in Grenoble, France, identical rock joint replicas were fabricated, using a high strength concrete,  $\sigma_c \approx 200$  MPa. Both grouted and ungrouted samples were tested under various normal stresses and at different  $wcr$ . During the tests, a water hose was connected to the center of the joint, operating at a small water pressure; a pressure drop indicated that the grout had lost its sealing capacity.

The obtained shear stress/displacement curves showed that cement grouting reduces the peak shear strength of a rock joint. Initially, the cohesion of the grout strengthens the joint slightly, but as the plastic deformations commence, the cement grout acts as a "lubricant" in the rock-to-rock shearing zones, reducing the shear resistance.

By studying the basic components building up the shear strength of an ungrouted joint, it was found that the peak shear strength of grouted joints is not associated with the effects of asperities, which is the case for ungrouted joints. Another important observation when shearing grouted rock joint replicas was the significant dependence on  $wcr$ . The principal change of resistance in the grouted failure plane is not due to

altered friction or failure of asperities, but closely related to the wearing down of the hardened grout.

At a critical point of shearing, the water-sealing effect of the grout is lost. The direct shear tests showed that the *grout sealing failure* is due to the onset of dilation, occurring at the peak shear strength of grouted joints. At this point, most of the rock-to-rock contact friction is mobilized and the cement grout in the joint void space fails due to the combined effects of shear and tension.

The laboratory test results were transformed into input parameters by using a “best fit” technique. The parameters include *cohesion*, *dilatancy*, *mobilized friction angle*, *friction reduction factor* and *elastic range*. The grout sealing failure occurs when the shear displacements exceed the elastic range, and plastic deformations commence.

Depending on the shear displacement, cement grouting at first reinforces the joint slightly, but later on reduces the shear resistance.

Numerical modeling was performed to simulate the principal behavior of grouted joints; a discrete element modeling code, UDEC, was selected. Since verification of the numerical model by an analytical solution only can be done for an ideally elastic, two-dimensional case, a simple model of the laboratory set up was used for verification. When the FISH function used to adjust the contact point parameters was verified, the function was used for field size modeling, which demonstrated that;

- The compressive stress field around the opening suppresses the grout sealing failure and the potential seepage into the opening. This means that the *in-situ* stresses and tunnel shape are important factors since the stress re-distribution may reopen cement grouted joints.
- Under adverse conditions, grout sealing failure may propagate quite far into the surrounding rock mass. This phenomena is most apparent when the main shear stress is parallel to a joint plane.

# NOMENKLATUR

## Romerska bokstäver

$a_n$	skjuvmotstånd av ytråhet "asperites" [-]
$A$	total area [ $m^2$ ]
$C_0$	kohesion [MPa]
$E$	elastisitetsmodulen [ $MN/m^2, m$ ]
$E_{berg}$	bergmassas elastisitetsmodul [ $MN/m^2, m$ ]
$g$	gravitation [ $kg, m/s^2$ ]
$G$	skjuvmodulen [ $MN/m^2, m$ ]
$i_n$	skjuvmotstånd av dilatans [ $^\circ$ ]
$JCS$	joint compressive strength [MPa]
$JRC$	joint roughness coefficient
$K_n$	sprickas normalstyvhet [ $MN/m^2, m$ ], även $j_{kn}, K_{nn}$
$K_s$	sprickas skjuvstyvhet [ $MN/m^2, m$ ], även $j_{ks}, K_{ss}$
$N$	normal spänning [MPa]
$vct$	vatten cement tal [-]
$u_e$	elastiska delen av skjuvdeformation [m]
$u_p$	plastiska delen av skjuvdeformation [m]
$u_s$	sprickas skjuvdeformation [m]
$u_s$	sprickas normaldeformation [m]

## Grekiska bokstäver

$\nu$	tvärkontraktionstalet [-]
$\lambda$	skjuvdeformationens längd med dilatation [m]
$\phi_{bas}$	bas friktion vinkel [ $^\circ$ ]
$\phi_{injektering}$	friktion vinkel för cementbruk [ $^\circ$ ]
$\phi_{res, injekterat}$	residual friktion vinkel för injekterad spricka [ $^\circ$ ]
$\phi_{initial}$	inre friktionsvinkel (fast material) [ $^\circ$ ]
$\phi_{res}$	residual friktionsvinkel [ $^\circ$ ]
$\tau$	skjuvspänning [MPa]
$\tau_{adhesion}$	adhesive skjuvhållfasthet [MPa]
$\sigma_c$	enaxiell tryckhållfasthet [MPa]
$\sigma_h$	horisontell huvudspänning [MPa]
$\sigma_n$	normal spänning [MPa]
$\sigma_v$	vertikal huvudspänning [MPa]



# INNEHÅLLSFÖRTECKNING

<b>SAMMANFATTNING .....</b>	<b>ii</b>
<b>SUMMARY .....</b>	<b>iv</b>
<b>NOMENKLATUR.....</b>	<b>vi</b>
<b>1 INLEDNING .....</b>	<b>8</b>
1.1 Bakgrund .....	8
1.2 Syfte .....	9
<b>2 KUNSKAPSLÄGET.....</b>	<b>10</b>
<b>3 LABORATORIEFÖRSÖK.....</b>	<b>11</b>
3.1 Försök med plana provkroppar .....	11
3.1.1 Försöksutrustning.....	11
3.1.2 Provkroppar.....	13
3.1.3 Skjuvförsök med plana sprickytor.....	14
3.2 Försök med bergspricksreplikat.....	17
3.2.1 Försöksutrustning.....	17
3.2.2 Provkropparna .....	18
3.2.3 Skjuvförsök med sprickreplikat .....	21
<b>4 UTVÄRDERING AV PROVRESULTAT .....</b>	<b>26</b>
4.1.1 Resultat från försök med plana provkroppar.....	26
4.1.2 Resultat från försök med sprickreplikat .....	27
<b>5 NUMERISK ANALYS .....</b>	<b>30</b>
5.1 Bestämning av indata för modellering .....	30
5.1.1 Kohesion .....	30
5.1.2 Dilatans .....	33
5.1.3 Friktion.....	34
5.1.4 Friktionsreduktionsfaktor.....	34
5.2 Numerisk modellering .....	36
5.3 Utvärdering av numerisk modellering.....	39
<b>6 DISKUSSION &amp; SLUTSATSER.....</b>	<b>42</b>
6.1 Injekteringens inverkan på bergmassan.....	42
6.2 Bergmassans påverkan på injektering vid tunneldrivning.....	43
6.3 REKOMMENDATIONER.....	43
<b>REFERENSER.....</b>	<b>45</b>
<b>BILAGA 1.....</b>	<b>47</b>

# 1 INLEDNING

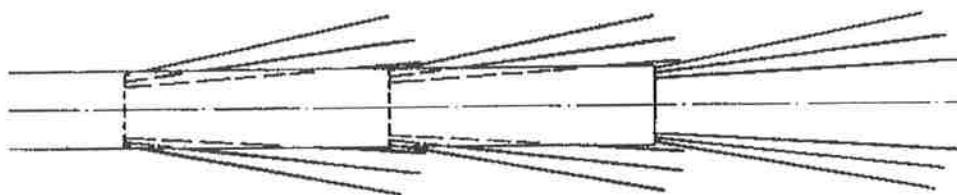
Denna rapport redovisar ett forskningsprojekt vars uppgift var att undersöka vilka bergmekaniska fenomen som kan riska att bryta sönder en lyckad förinjekteringskärm framför t.ex. en tunnelstuff. För att numerisk kunna modellera vanliga tunnelsituationer krävdes ingångsdata för cementinjekterade bergsprickor. Dessa uppgifter fanns inte varför projektet startade med omfattande försök i laboratorieskala för att undersöka cementinjekterade bergsprickors mekaniska egenskaper. Dessa ingångsdata användes för att numeriskt modellera principiella bergmekaniska beteenden hos bergmassan runt en tunnelöppning och risken för uppspräckning av utförd förinjektering.

Rapport är baserad på ett forskningsprojekt utfört på Chalmers Tekniska Högskola inom ramen för SveBeFo's forskningsprogram. Forskningsprojektet, som även har erhållit stöd från SBUF och NCC, resulterade i en doktorsavhandling "Rock Mechanical Effects of Cement Grouting in Hard Rock".

## 1.1 BAKGRUND

Undermarksarbeten innefattar en mängd byggnadstekniska svårigheter. En av dessa är inläckage av grundvatten i det fall arbetena utförs under grundvattenytan. Problemet kan i princip hanteras på två olika sätt: genom att pumpa bort allt inkommande vatten, eller genom att i möjligaste mån göra konstruktionen vattentät. Alternativet att pumpa bort vattnet är tillämpligt vid temporära arbetet och är även vanligt inom gruvhanteringen. Skall den andra möjligheten tillämpas kan vattensäkring antingen installeras på insidan tunneln såsom ett membran med betonginklädnad eller görs bergmassan runt tunneln impermeabel. Betonginklädnad är en säker metod för att förhindra vatteninträning men är mycket dyrare än ett injekteringsförfarande. En förinjektering medför dock en risk att vatteninträningen efter bergguttaget är högre än vad som kan accepteras.

Cementinjektering tillämpas i Sverige för att minska konduktiviteten i en bergmassa. I möjligaste mån utförs detta såsom förinjektering, d.v.s. före bergguttaget, då efterinjektering är mer tids- och kostnadskrävande. Förinjektering utförs vanligen genom att ett antal borrhål borrar framför stuffen i ett solfjäderliknande mönster, se Figur 1-1.



Figur 1-1 Typiska förinjekteringskärmar (Houlsby, 1990)  
*Typical pre-grouting fans (Houlsby, 1990)*

Borrhålen genomkorsar bergmassans sprickor som gör det möjligt att pumpa in cementbruket. Borrhålen förses med manschetter och en vatten/cement suspension pumpas in under tryck, upp till 50 bar. Injekteringen avslutas i de enskilda hålen då en viss mängd pumpats in eller ett visst tryck uppnåts.

Efterinjektering tillämpas i de fall det konstateras att läckage förekommer i en redan utsprängd tunnel. Vid denna typ av injektering borrar ett antal hål i området för läckage och hålen förses med manschetter och injekteringen utförs, dock vid väsentligt lägre tryck. Efterinjektering är svårt. Problemen ligger bland annat i att risken för genomslag/ytliga läckage är stor samtidigt som det är mycket svårt att med borrhålen genomskära "rätt" sprickplan på rätt ställe. Det finns även en risk att trycka sönder tunneltak eller väggar om för höga injekteringstryck används.

Efterinjekteringar är tids- och kostnadskrävande. Det är önskvärt att minska dessa arbeten. Vid normala förinjekteringar för tunnlar utförs oftast ett antal kontrollhål i stufen av utförd förinjektering för att vidimera att bergmassa är tät innan bergsuttaget görs. Men likväl är det inte ovanligt att läckage förekommer i den nysprängda tunneln. Detta kan i princip förklaras med att antingen;

- Bergmassan inte var tät trots att kontrollhålen inte uppvisade något vattenflöde. Detta beror på att de vattenförande sprickorna inte var i kontakt med de borrade hålen
- Injekteringens täthet gick förlorad i samband med berguttaget. Den spänningsomlagring och de deformationer som sker efter tunneldrivningen öppnade åter de med cement tätade sprickorna.

Av fysiska skäl är det mindre sannolikt att sprängningen i sig skulle skada cementinjekteringen. Denna möjlighet skall inte uteslutas men har inte beaktas i denna rapport.

## 1.2 SYFTE

Syftet med forskningsprojektet var att öka förståelsen för cementinjekterade bergsprickors mekaniska och hydrauliska egenskaper då dessa belastas med krafter och spänningar som normalt kan förekomma i samband med bergbyggande i Sverige.

Syfte med denna rapport är att göra erhållna forskningsresultat tillgängliga på svenska och förenkla kunskapsspridningen till bergbyggnadsbranschen.

## 2 KUNSKAPSLÄGET

I stort sett har ingen forskning bedrivits för att undersöka cementinjekterade sprickors mekaniska egenskaper. I litteraturen finns det tidigare redovisat två arbeten som direkt berör ämnet, det ena av M. Barroso (1970) och det andra av J.Coulson (1970). Deras arbeten omfattade endast skjuvförsök med helt separerade sprickplan, i princip enl. Figur 3-5, d.v.s. plana skjuvförsök. Båda noterade lägre skjuvmotstånd för injekterade sprickplan. För en komplett beskrivning av "state of the art" hänvisas till avhandlingen, se kapitel 1.

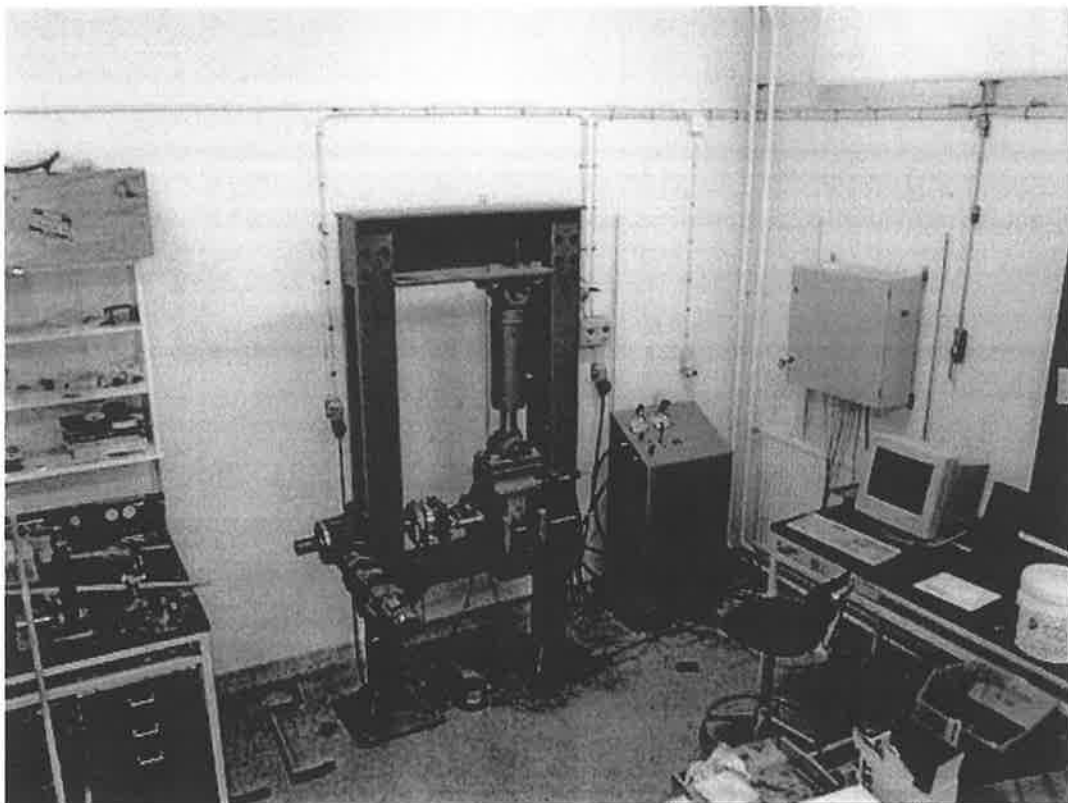
## 3 LABORATORIEFÖRSÖK

Genom att utföra försök i laboratorieskala kan man under kontrollerade förhållanden mäta de eftersökta parametrarna. I inledningen av en undersökning kan de eftersökta parametrarna okända. För denna undersökning gjordes först enklare försök för att i en andra omgång kunna göra mer relevanta försök då problemställningen var bättre känd.

### 3.1 FÖRSÖK MED PLANA PROVKROPPAR

#### 3.1.1 Försöksutrustning

Inledningsvis utfördes en inventering för att undersöka vilka skjuvutrustningar som finns tillgängliga, deras principiella uppbyggnad samt för och nackdelar. När denna inventering jämfördes med ramarna för projektet beslutades att bygga en enkel skjuvbox på Chalmers. Utrustningen byggdes i form av ett examensarbete av Maria Algers och Beatrice Olsson, se Figur 3-1 nedan.

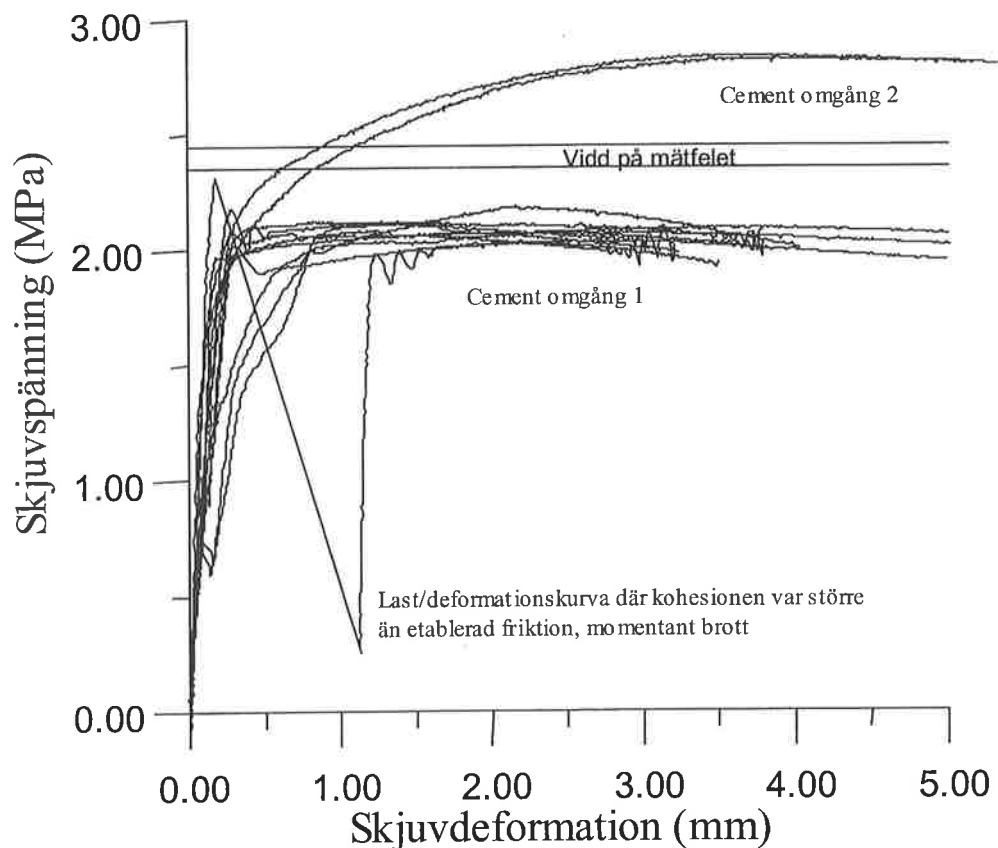


Figur 3-1 Skjuvbox byggd på Chalmers

*The shear box built at Chalmers University of Technology*

Skjuvboxen försågs med en hydraulisk kolv för konstanta normalbelastningar upp till 300 kN. Skjuvkraften genereras med en skruvdomkraft med en konstant matningshastighet av 1 mm/min, vilket är den skjuvhastighet som ISRM rekommenderar. I den ledade övergången mellan skruvdomkraften och provkroppen monterades en kraftcell. För att samla in mätdata under provningarna användes en PC typ Pentium-166 Mhz med ett inbyggt datainsamlingskort som även innefattade en A/D omvandlare. Förutom normal och skjuvkraft mättes övre provkroppens skjuvdeformation med två analoga lägesgivare (LVDT) och dilatansen mättes med 3 analoga lägesgivare.

En analys gjordes på provningsutrustningens total mätfel vid bestämning av friktionsvinkeln mellan två provkroppar. Detta beräknades till  $\pm 2\%$ . Den största felkällan var bestämning av normalkraften. Den givare som monterats i första skedet byttes ut mot en givare med bättre noggrannhet och mindre mätområde. Den största osäkerhetskälla visade sig dock vara cementen. En förvånansvärd stor skillnad noterades mellan olika leveransers och ålder på cementen, se Figur 3-2 nedan.

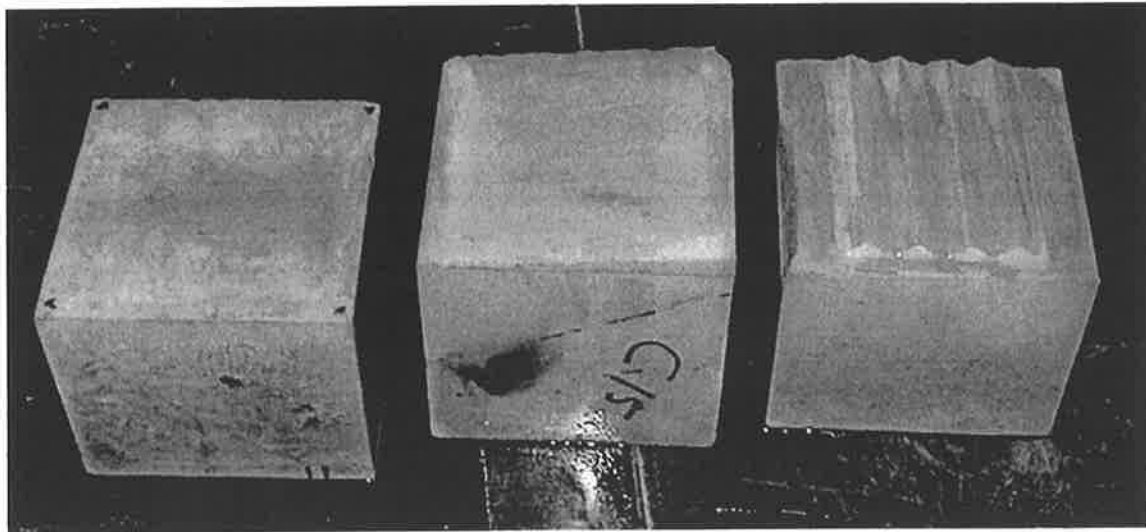


Figur 3-2 Jämförelse av mätonoggrannheten mot variationen mellan olika cementleveranser (N=4 MPa,  $v_{ct} = 0.8$ , 3 mm spricka). Comparison of measuring inaccuracy vs. different batches of cement (normal stress=4 MPa,  $v_{cr}=0.8$ , 3 mm gap).

Denna utrustning utformades med tanke på enkel hantering. Det är viktigt att inte komplicera utrustningen i syfte att nå hög noggrannhet då denna inte är motiverad. Att byta provkropp i ovan beskriva utrustning tar mindre än 10 minuter.

### 3.1.2 Provkroppar

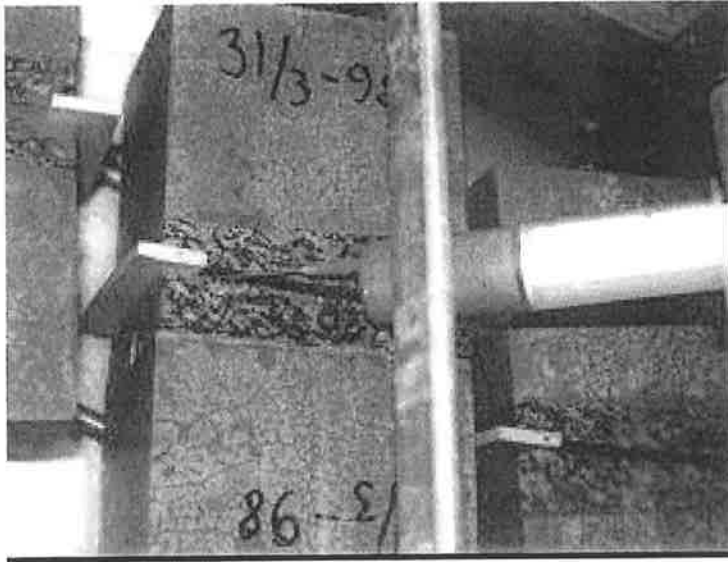
Provkropparna som användes för försöken var tillverkade av Densitop T2. Denna cementbaserade golvbeläggingsprodukt har mycket hög hållfasthet  $\sigma_c > 200$  MPa och mycket god förmåga att fylla ut små håligheter utan att risker luftbubblor i ytan eller längs formkanter. Tre typer av provkroppar tillverkades.



Figur 3-3 Geometriskt bestämda provkroppar. Fr. v; plan, vinklad  $\pm 4,76^\circ$  och "sågtandad".  
*Geometrical defined samples. From left. planar, tilted  $\pm 4.76^\circ$  and "jigsaw".*

För att kontrollera att provkroppsmaterialet skulle ge liknande resultat som ett naturligt bergmaterial gjordes även provkroppar där kontaktytan var en med diamantsåg utskuren plan bergyta, se Figur 3-4 nedan, för att kunna jämföra dessa med de gjutna provkropparna.

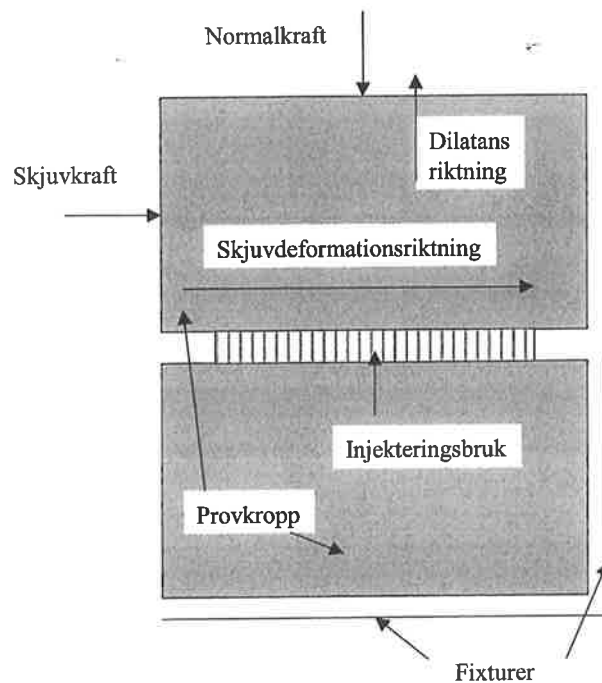
Provkropparna "injekterades" under vatten med en grov kanyl och fick sedan härda under vatten i 7 dygn. På vänstra bilden i Figur 3-4 visas injektering av en verificationsprovkropp.



Figur 3-4 "Injektering" av provkropp. "Grouting" of sample.

### 3.1.3 Skjuvförsök med plana sprickytor

Provkropparna skjuvprovades enligt principen i Figur 3-5 nedan.



Figur 3-5 Princip för skjuvprovning. Principles for shear tests.



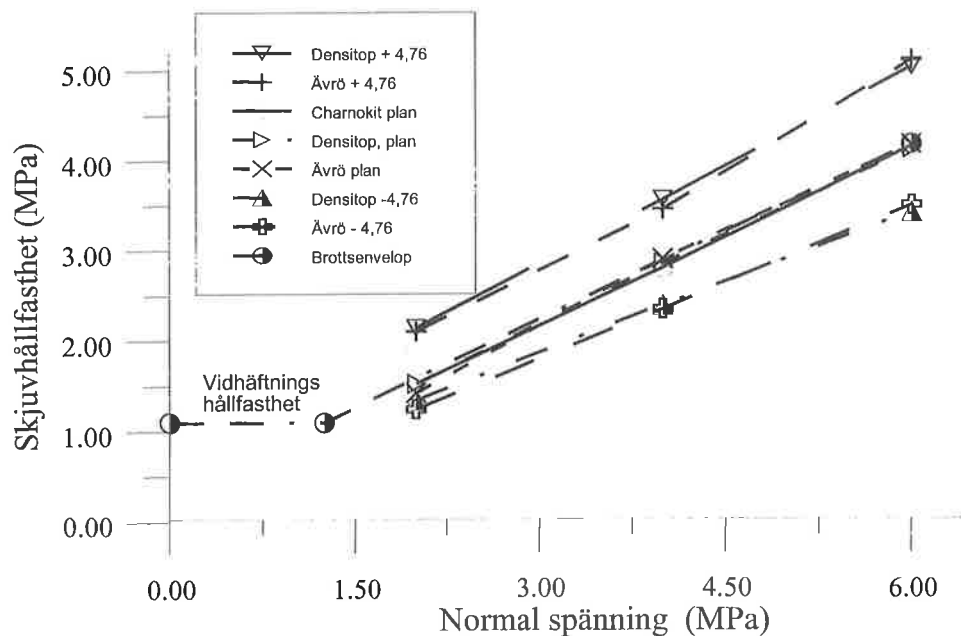
En väsentlig fråga för undersökningen var om provmaterialet Densitop T-2 hade egenskaper som kunde anses relevanta vid simulering av kristallint berg. Frågeställningen har belysts av Olsson (1998) ur mekanisk synvinkel. En kort sammanställning visas medan;

Tabell 3-1 Mekaniska egenskaper hos Densitop T-2 jämfört med 2 typer av kristallint berg.  
Mechanical properties of Densit T-2 compared to 2 types of crystalline rock.

Parameter	Ävrö granit	Charnokit	Densitop T-2
Tryckhållfasthet	169 ± 5 MPa	213 ± 8 MPa	215 ± 13 MPa
Draghållfasthet	13,6 ± 1,4 MPa	10,9 ± 2,8 MPa	9,1 ± 1,4 MPa
E-modul	159 ± 3 GPa	56 ± 6 GPa	57 ± 3 GPa
Tvärkontraktion	0,25	0,24	0,25
Basfriktionsvinkel	29°/32° (torr/våt)	28°/30° (torr/våt)	29°/34° (torr/våt)
Densitet	2760 kg/m <sup>3</sup>	2650 kg/m <sup>3</sup>	2760 kg/m <sup>3</sup>

Som framgår av Tabell 3-1 ovan är skillnaden mellan materialens mekaniska måttligt. Av tabellen kan det utläsas att replikatmaterialet är något starkare än bergmaterialet. Vid utförande av jämförande direkta skjuvförsök med 3 mm tjock injektering,  $vct = 0.8$  kunde ingen skillnad utläsas, se

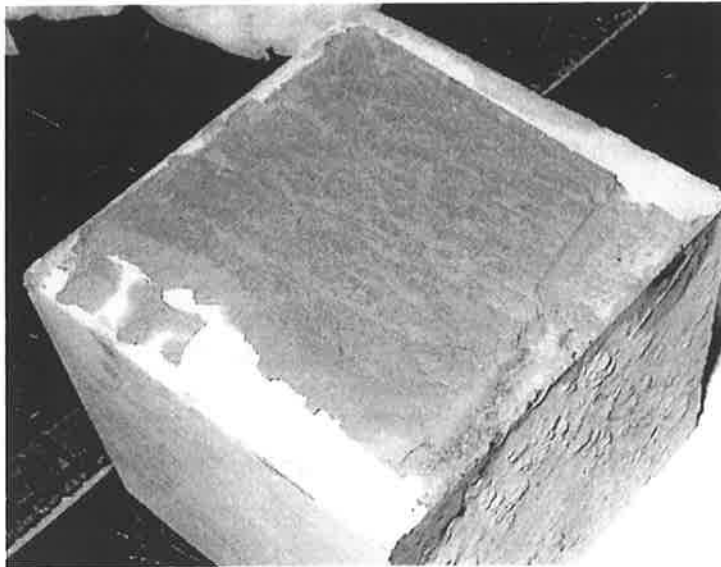
Figur 3-6.



Figur 3-6 Direkta skjuvförsök med injekterade provytor av Densitop T2 jämförda med kristallint berg. *Direct shear tests on grouted samples of Densit T-2 compared to crystalline rock samples.*

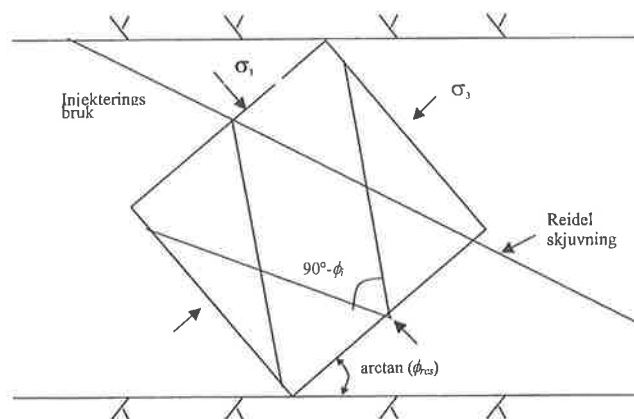
Slutsatsen av försöken med plana sprickor var att Densitop T2 väl simulerade en bergsprickas egenskaper inom det område undersökningen var ämnad.

De direkta skjuvförsöken med en homogen spalt fylld av injekteringsbruk gav ett brottfenomen som inte är relevant för injekterade bergsprickor. Det finns anledning att beskriva detta eftersom denna metod föreslås som testmetod för injekteringsbruk. Brottfenomenet som uppstod kallas för Riedel's skjuvsprickor, se Figur 3-7 nedan.



Figur 3-7 Skjuvbrottmönster för en 3 mm spaltinjektering provad med plana provkroppar.  
*Shear failure pattern for a 3 mm gap grouting between planar samples.*

För att ett brottmönster som detta skall uppstå måste provet kontraktera, det vill säga minska i volym. Detta fenomen som inte är möjligt i en skjuvdeformerande bergspricka av geometriska skäl då dessa aldrig är helt plan-parallella. Ritas brottet upp med enhetskuben fås följande figur:

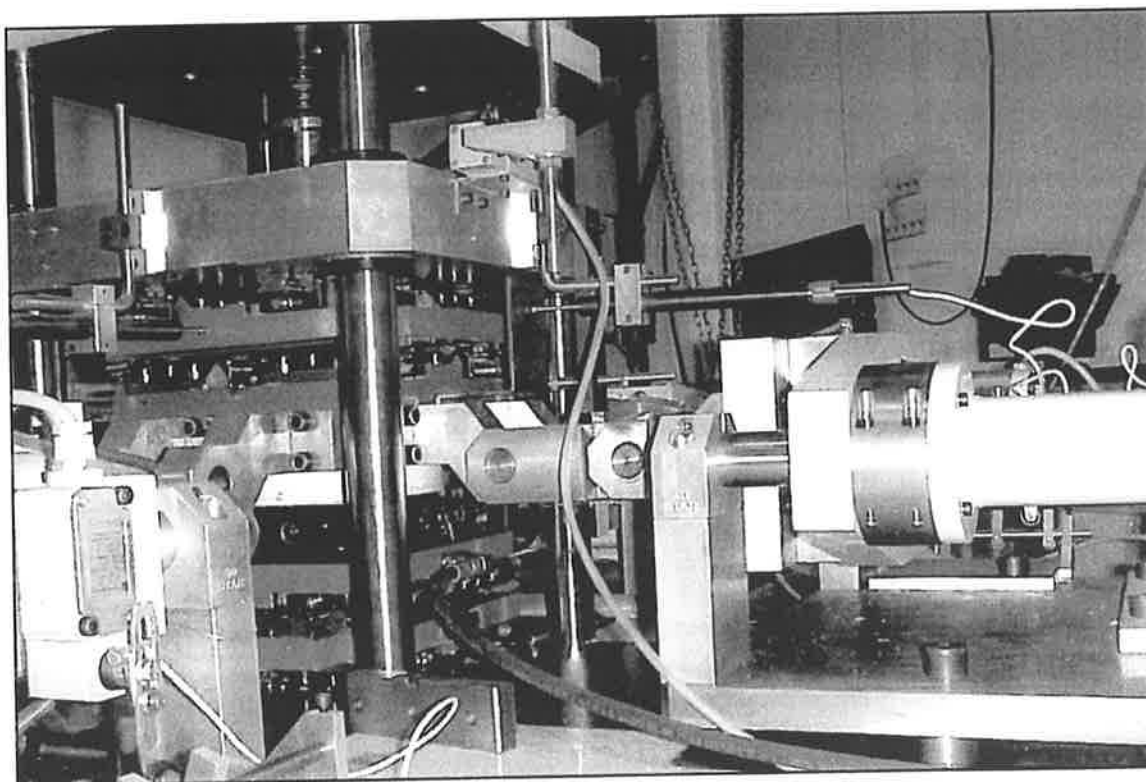


Figur 3-8 Principiella spänningssituationen som orsakar "Riedel shear failure".  
*Principle stress situation that explains the occurrence of "Riedel shear failure"*

## 3.2 FÖRSÖK MED BERGSPRICKSREPLIKAT

### 3.2.1 Försöksutrustning

För utförande av skjuvprover på sprickrepliket måste skjuvboxen styra provkroppen under skjuvförloppet så inga vinkeländringar uppträder. Vid geometriska bestämda provkroppar kan detta kompenseras för genom matematisk korrigering av mätresultaten. Vid universitetet i Grenoble, Frankrike färdigställdes en mycket avancerad skjuvbox 1994, vilken även är anpassad för att kunna utföra hydromekaniska mätningar på bergsprickor under skjuvbelastning, se Figur 3-9

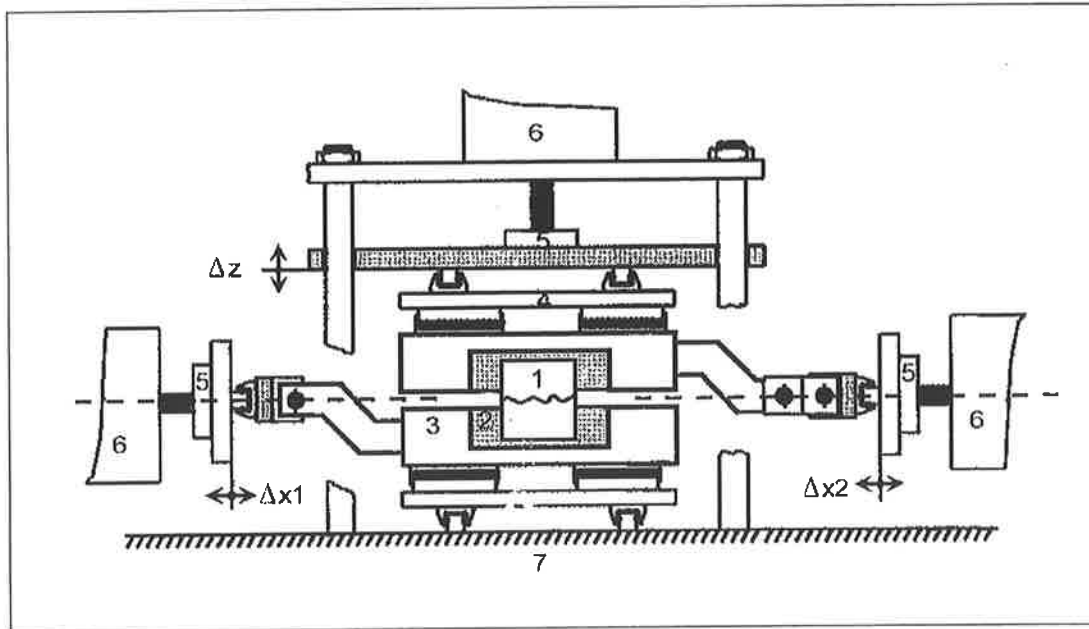


Figur 3-9 Detalj av skjuvboxen på Université Joseph Fourier, Grenoble. *Detail of shear box at Université Joseph Fourier, Grenoble.*

Skjuvboxen bygger på samma principer som lanserades av Krasmanovic & Langof (1964) men har förbättrats med mer omfattande horisontell styrning och modern datorbaserad styr och reglerteknik.

Skjuvboxens konstruktion begränsar provens storlek till 110 x 110 mm. För att kunna förtillverka proven i Sverige begränsades proven till 100 x 100 mm för att tillåta ingjutning på plats. Normal- och skjuvkraftskapaciteten är ca 200 kN och alla krafter mäts med individuella lastceller.

Skjuvdeformationens hastighet styrs av datorer och kan väljas fritt mellan 0 och 1 m/s. Deformationerna mät med analoga lägesgivare (LVDT). Vattensystem kan generera ett vattentryck upp till 200 bar och är utrustat med både flödes och tryckgivare.

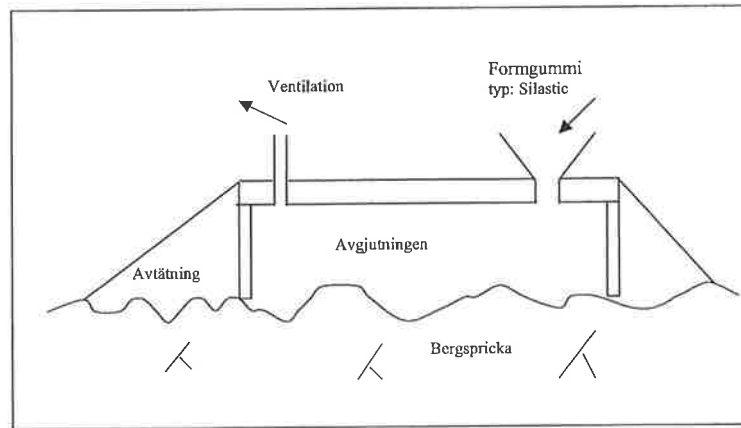


Figur 3-10 Skjuvboxen på Laboratorié 3S, Univesité Joseph Fourier (efter Armand, 2000).  
*Principles for the shear box at Laboratorié 3S, Univesité Joseph Fourier (Armand, 2000).*

Som framgår av Figur 3-10 är alla rörliga delar förhindrade att rotera vilket leder till att montering av proverna tar lång tid då toleranserna för infästningen är små. Med alla kringarbeten tog varje skjuvförsök ca 5 mandagar.

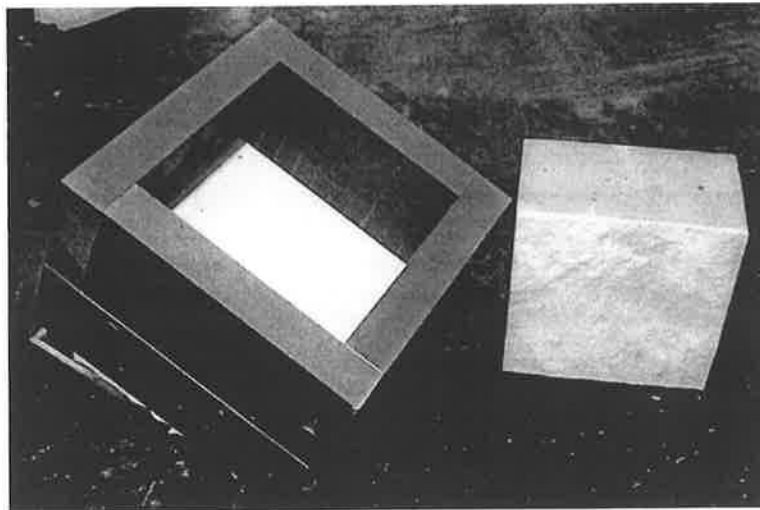
### 3.2.2 Provkropparna

Med stöd av utförda försök med geometriskt bestämda provkroppar var det känt att Densitop T-2 är ett material som väl liknar naturligt kristallint berg vid utförande av skjuvförsök. För tillverkning av sprickreplikät användes två kärnor  $\phi=380$  mm som borrats ut Lundby-tunnel i Göteborg. Avgjutningar av sprickplanens ytor gjordes med ett silikongummi, Silastic 3481, principen visas nedan;



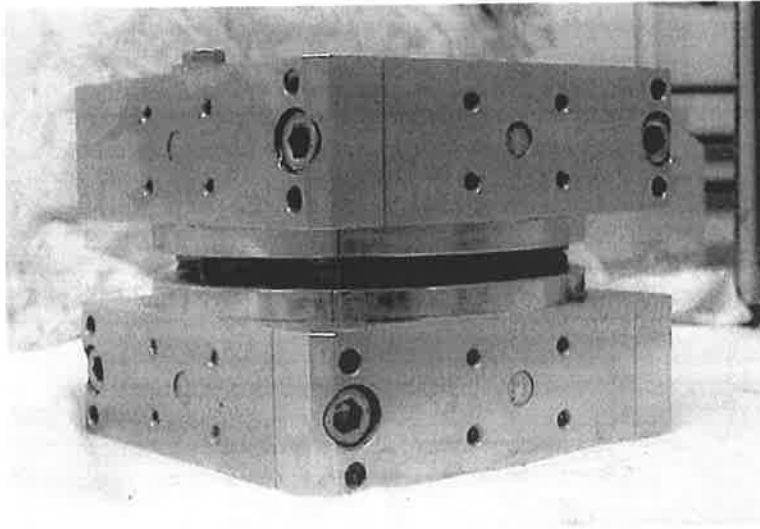
Figur 3-11 Principen för avgjutning av sprickplanens ytor.  
*Principle for casting of replica forms of the joint surfaces*

Då avgjutningarna var färdiga gjordes en ny form och nya sprickytor gjordes av gips. Dessa gipsplattor kunde enkelt bearbetas och anpassas till en kombinerad stål och gummiform. Resultatet visas i Figur 3-12 nedan.



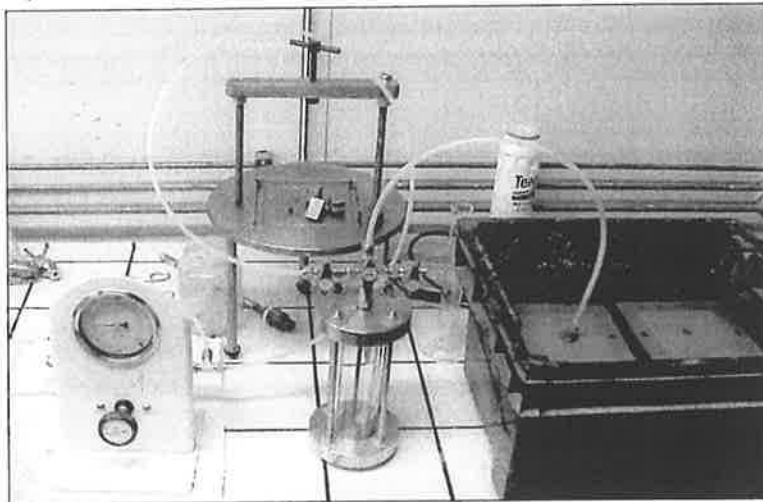
Figur 3-12 Form för tillverkning av sprickreplik  
*Form works for pre-fabricating joint replicas*

Fyra olika sprickpar tillverkades med varierande uppskattade JRC värden. Dessa göts i Sverige och monterades i stålhållare (se "2" i Figur 3-10) på plats i Grenoble. När sprickreplikaten var monterade i stålhållarna borrades ett 8 mm hål i den undre halva in till sprickytan för att kunna cementinjektera sprickplanet. Då detta var gjort monterades provet ihop såsom visas i Figur 3-13 med den skillnad att en gummitätning var monterad längs sprickans ytterkant. Provet förbelastades med ca 0,5 MPa och genomgående skruvar spändes. På detta sätt bibehölls hela tiden ett visst kontaktryck så att delar av sprickplanet hade berg-berg kontakt såsom i en verklig bergspricka. Vidare kunde provet sänkas ned i vatten och vattenmättas, vara fixerat i rätt läge och inte öppnas av injekteringstrycket.



Figur 3-13 Stålhållare med monterat sprickreplik.  
Steel box with mounted joint replica.

All injektering utfördes med "Cementa injektering 30", vct varierade mellan 0,7 och 0,9. Som tillsatsmedel användes 1 % flytmedel, typ "Cementa Flyt M97". Injekteringsbruket pumpas in i sprickan via glastuben i mitten av bilden (här tom) och då bruk trängde ut på sidorna stängdes trycket av och injekteringshålet där slangen än placerad fylldes upp. Injekteringsbruket fick härda under ca 1 dygn varefter injekteringshålet gjordes helt rent från bruk så att ett vattentryck senare skulle kunna läggas i sprickplanet. Efter totalt 5 dygns härdning i vattenbadet togs provkropparna direkt till provning. Uppställningen för injekteringen visas i Figur 3-14 nedan.



Figur 3-14 Uppställning för injektering av provkropparna.  
Set-up for grouting of samples.

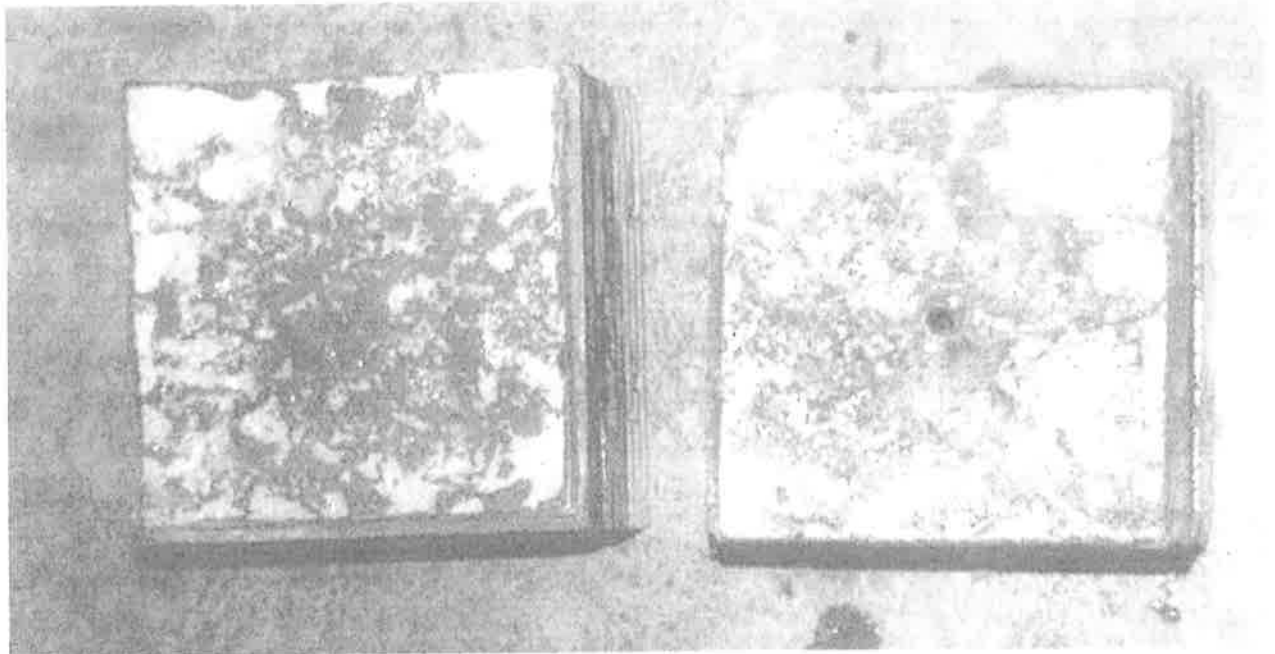
### 3.2.3 Skjuvförsök med sprickreplik

Provningsprogrammet som genomfördes med sprickreplikaten hade 3 mål:

- Att jämför identiska injekterade och oinjekterade sprickors skjuvegenskaper
- Att utvärdera en formel för injekterade sprickors hållfasthet som kan användas som indata vid numerisk modellering
- Att kunna förutbestämma när en injekterad spricka tappar sin täthet

Totalt utfördes 32 provningar. Varje typ av provning utfördes 2 ggr för att vidimera repeterbarheten och för att kunna utesluta enskilda misslyckade prov. För 2 av sprickparen syftade provningen till att undersöka skillnaden mellan injekterade och oinjekterade sprickor vid olika normalspänningar. De andra 2 sprickparen provades för att jämföra skillnaden mellan oinjekterade och injekterade sprickor med bruk med olika vct-tal.

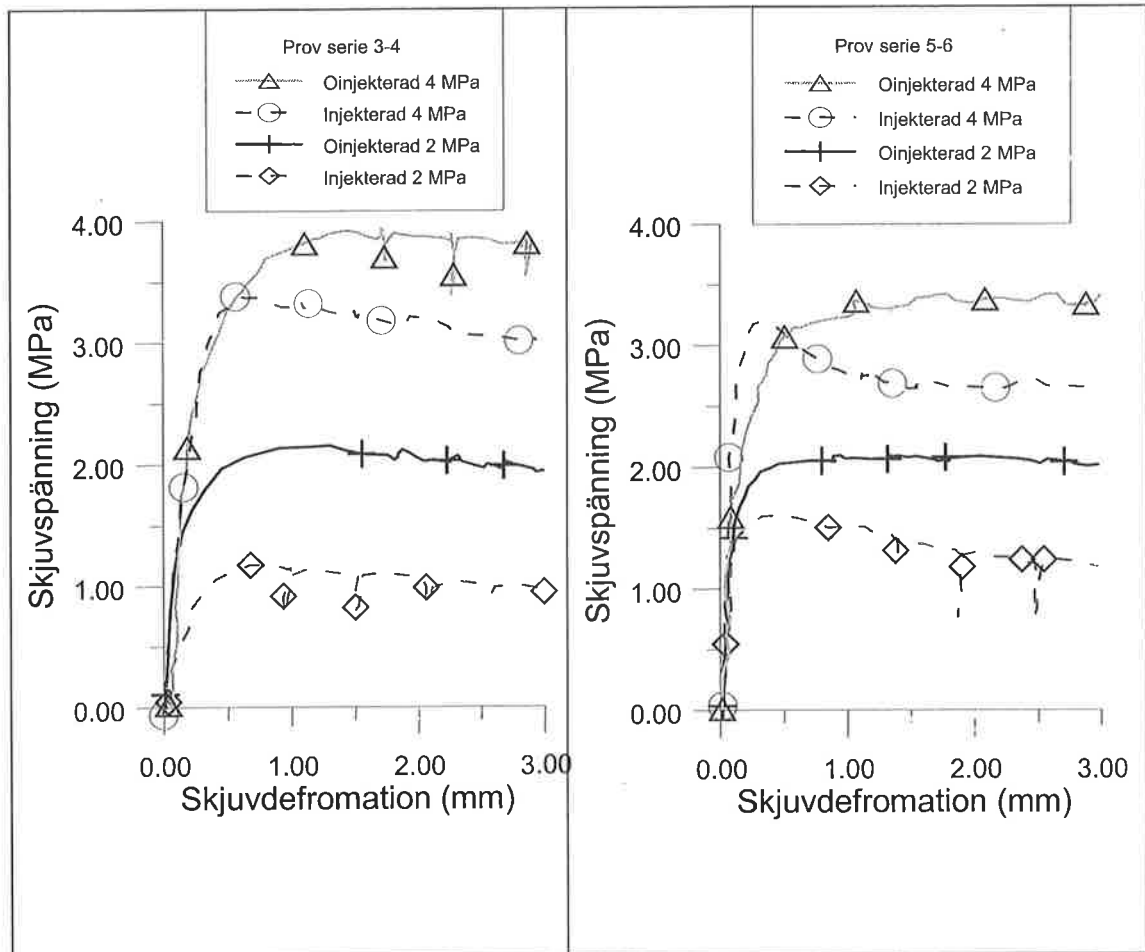
Nedan visas ett injekterat prov efter skjuvning. De mörkt grå partierna är område med injekteringsbruk. Notera hålet i den undre (högra) halvan som använts för injektering och för att introducera ett vattentryck i sprickplanet under skjuvförsöket.



Figur 3-15 Injekterat prov serie 5-6 efter utfört skjuvförsök.  
*Grouted sample serie 5-6 after performed shear test.*

### Effekter av injekteringsbruk vid olika normalkrafter

Direkta skjuvförsök utfördes med normalbelastningen 2 MPa respektive 4 MPa, med eller utan injektering, bruk  $v_{ct}$  0.8.



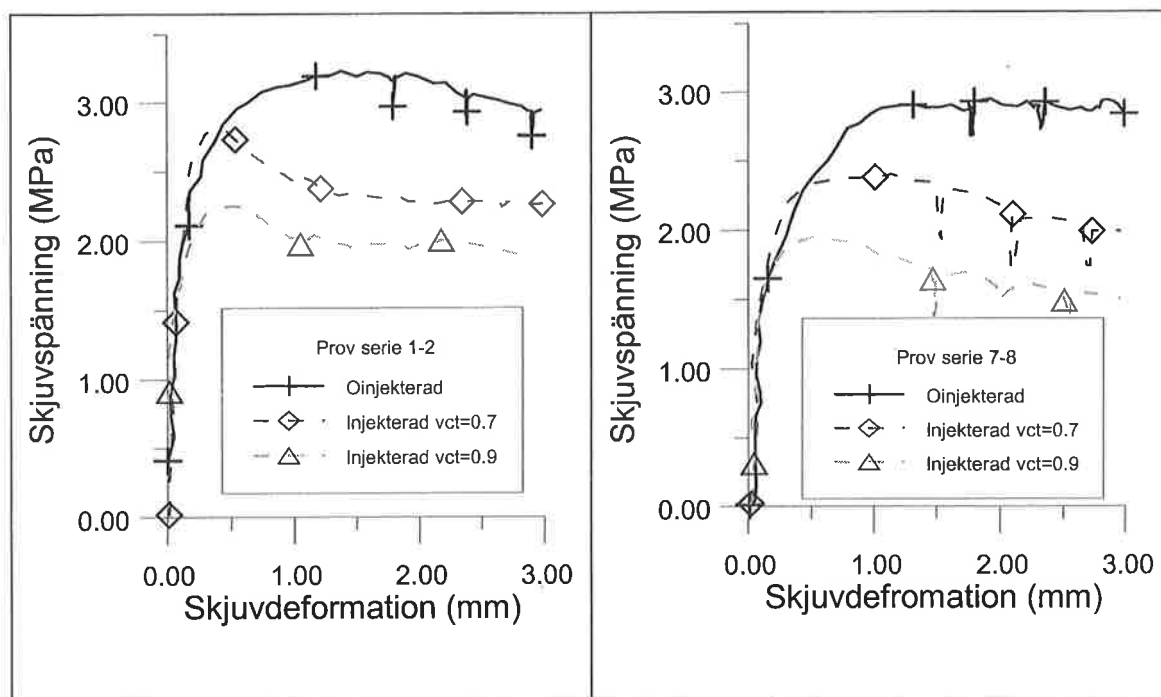
Figur 3-16 Effekter av injektering vid skjuvning under 2 resp. 4 MPa normalspänning.  
Effects of cement grouting for shear tests at normal stress 2 and 4 MPa respectively.

Resultaten visar tydligt att maximalt skjuvmotstånd minskar pga. injekteringen. En tendens kan skönjas att minskningen av skjuvmotstånd inte är en direkt funktion av normalspänningen utan mer ett konstant värde. Detta stärker argument för att friktionen och kohesionen i en injekterad spricka har olika arbetskurva / skjuvstyvhet varför dessa skulle kunna delas upp i delkomponenter av skjuvmotståndet.



### Effekter av injekteringsbruk med olika vatten/cement tal

Direkta skjuvförsök utfördes med normalbelastningen 3 MPa, med eller utan bruk, där injekteringsbruket vatten/cement tal var 0.7 respektive 0.9.



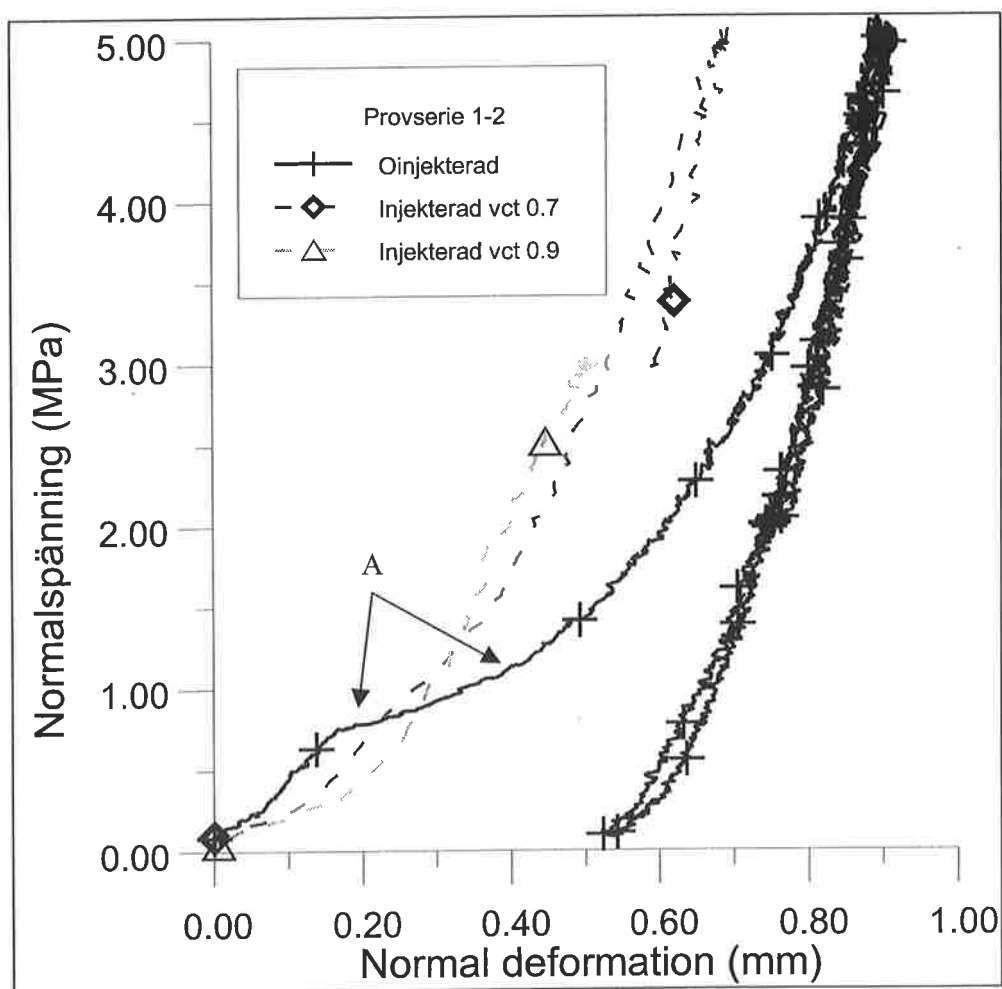
Figur 3-17 Effekter av injektering med olika vatten/cement tal vid skjuvning 3 MPa normalspänning.  
*Effects of cement grouting with different vcr at 3 MPa normal stress.*

Resultaten visar även i detta fall att det maximala skjuvmotståndet minskar väsentligt i injekterade sprickor i jämförelse med oinjekterade sprickor. Värt att notera är den distinkta skillnaden i skjuvmotstånd vid olika vct. Av resultaten kan man dra slutsatsen att minskningen av skjuvmotståndet är en funktion av hur mycket injekteringsbruket brutits sönder.

### Effekter av injektering på sprickors normalstyvhet

Normalstyvheten provades endast på ett fåtal injekterade prover. Anledningen till detta var att det kunde befaras att injekteringsbruket skulle deformeras plastiskt i normalriktningen vid höga belastningar. Vid den påföljande avlastningen kunde bruket i detta fall gå till dragbrott vilket skulle ha påverkat resultatet på den efterföljande skjuvprovningen.

Av kurvorna i Figur 3-18 nedan framgår att normalstyvheten inte påverkas i någon större omfattning av injekteringsbruket i spricköppningen. Detta torde ha sin förklaring i att injekteringsbrukets E-modul är mycket låg i jämförelse med replikatmaterialet.

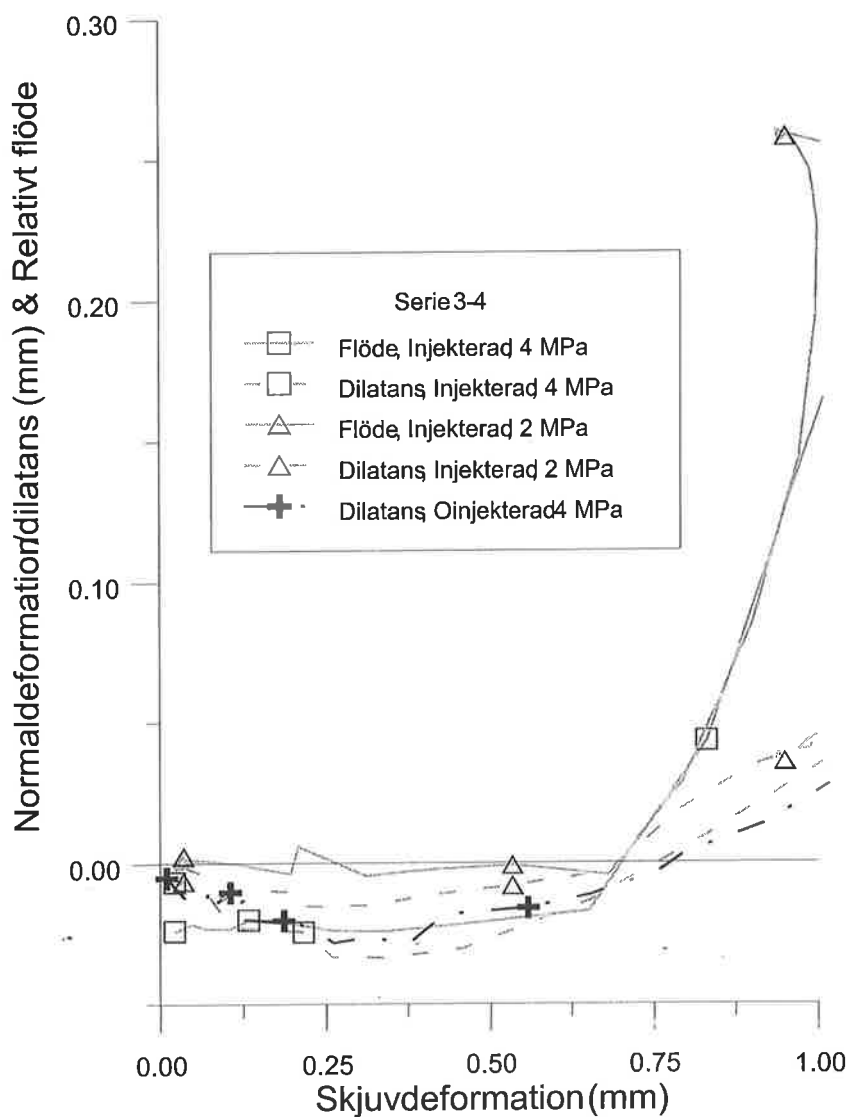


Figur 3-18 Normalstyvhetskurvor för injekterade resp. oinjekterade sprickprov, serie 1-2.  
*Normal stiffness curves for grouted and ungrouted joint replicas, serie 1-2.*

De stora nominella normaldeformationerna har sin förklaring i dels att proven inte kan placeras exakt rätt vid montering utan trycks delvis på plats av normallasten. En annan viktig del är markerad med "A" i figuren. Ser man till horisontaldeformationerna i den över provhalva då dessa deformationer uppträder visar det sig att denna rör sig. Detta betyder att sprickytorna inte var helt i sitt rätta läge utan pressas till positionen med minst spricköppning. Detta gäller endast för det oinjekterade provet. I fallen med de injekterade proverna är denna horisontalrörelse förhindrad av injekteringsbrukets kohesion. Härav blir normaldeformationerna mindre. Ser man till andra lastcyklens normalstyvhet eller vid normalspänningar över ca 3 MPa är kurvorna relativt parallella, d.v.s. dessa har samma normalstyvhet.

### Tätetsbrott av injektering i sprickor under skjuvning

Eftersom huvudsyftet med många injekteringsarbeten är att minska konduktiviteten i sprickor/bergmassan är brottmekanismen för begynnande läckage i en injekterad spricka av stort intresse. Då skjuvproverna utfördes hade ett vattentryck om 2 bar lagts på via en slang kopplad till injekteringshållet i den under halvan. Både flöde och tryck loggades under försöken.



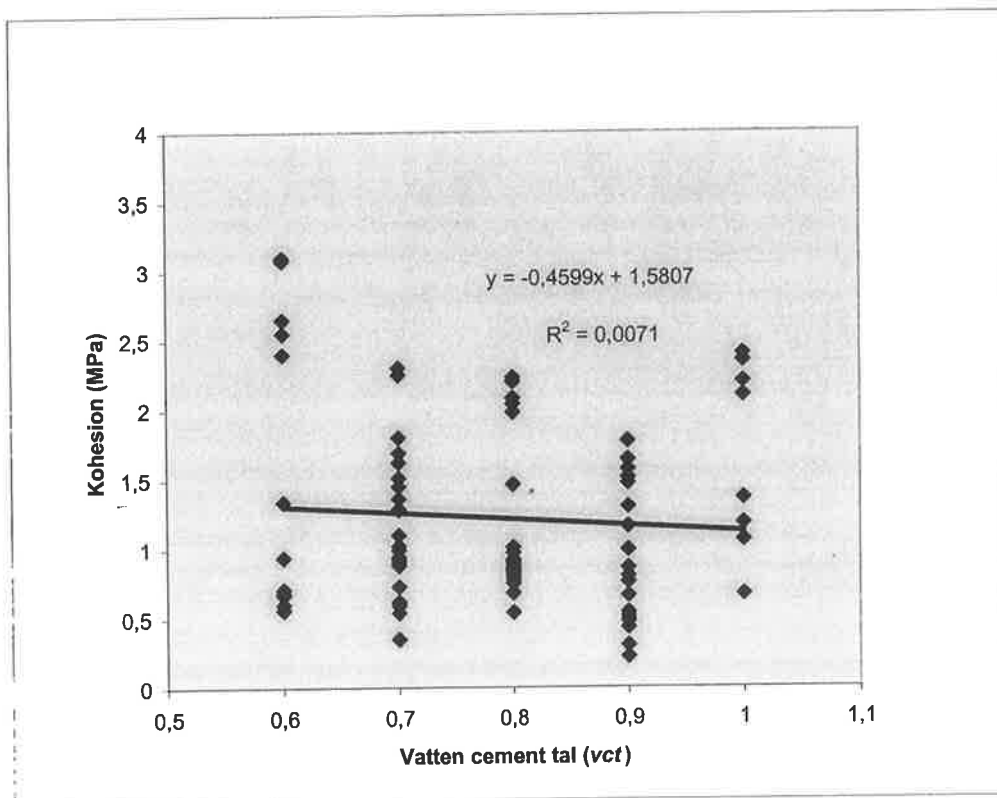
Figur 3-19 Dilatans och relativt flöde som funktion av skjuvdeformationen.  
*Dilatancy and relative flow as a function of shear displacement.*

I Figur 3-19 visas att flödet genom sprickan startar så fort dilatans börjar utvecklas. Detta är helt logiskt. Flödet erfordrar någon form av öppning och det är precis vad dilatans är, en volymökning av provet under deformation. Det som dock är anmärkningsvärt är att vid mätningen erfordras en nominellt stor skjuvdeformation innan dilatansen börjar. Detta fenomen är inte ett troligt uppförande utan har sannolikt sin förklaring i dels att provernas sprickytor inte är perfekt inpassade mot varandra då försöket startar dels att utrustningen inte är oändligt styv utan även denna kommer att deformeras vid skjuvbelastningen.

## 4 UTVÄRDERING AV PROVRESULTAT

### 4.1.1 Resultat från försök med plana provkroppar

Försöken med geometriska kända provkroppar gav ringa resultat. Egenskaperna hos en injikerad sprick beror till största del av egenskaperna hos kontaktytorna mellan provhalvorna och den "inblandning" av sönderkrossat cementbruk som snabbt uppträder. Dock kan vidhäftningen utvärderas ur de försök som genomförts.



Figur 4-1 Utvärdering av adhesionen i injekteringsbruk vid olika vct.  
*Evaluation of adhesion of grout with different vcr.*

Uttryckt i matematiska termer kan kohesionen uppskattas till;

$$\tau_a = 1.5 - \frac{vct}{2} \text{ [MPa]}$$

Ekvation 4-1

Uttrycket ovan är behäftat med stor osäkerhet på grund av de stora variationerna i erhållna provningsresultat.

#### 4.1.2 Resultat från försök med sprickreplik

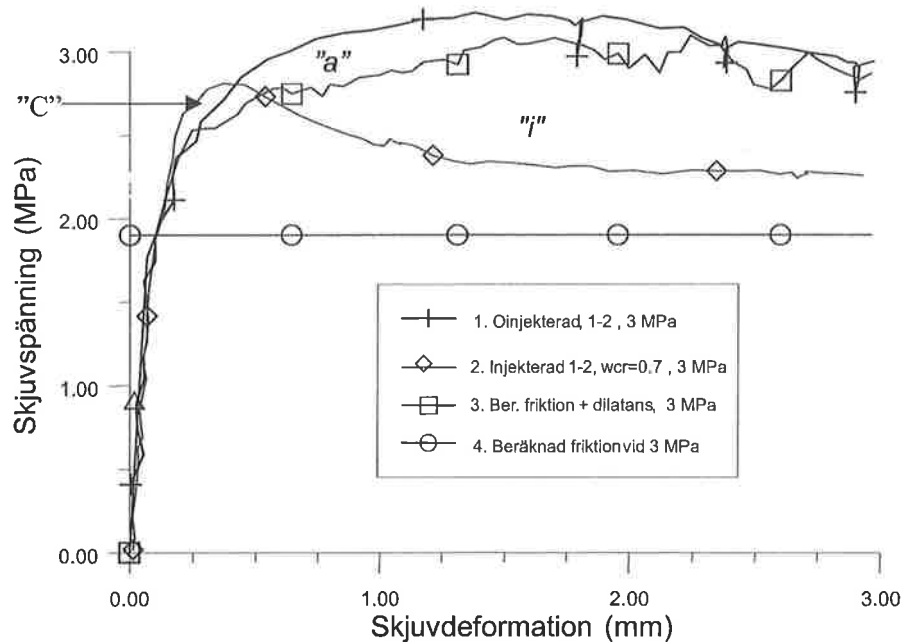
Vid en genomgång av den litteratur som skrivits om skjuvförsök på normala fyllningsfria bergsprickor finner man att det råder en samstämmighet att skjuvmotståndet kan tecknas såsom;

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan(\phi_{bas} + i_{u,n} + a_{n,u}) \quad \text{Ekvation 4-2}$$

det vill säga en funktion av basfriktionsvinklen mellan bergmaterialet ( $\phi_{bas}$ ), dilatationsvinklen ( $i_{u,n}$ ) och effekten av ytråheten ( $a_{n,u}$ ). Index  $n$  markerar att parametern är beroende av normalspänningen och  $u$  markerar att dessa parametrar är beroende på hur lång skjuvdeformationer drivits. Eftersom ingen av bergsprickans egna egenskaper förändras till följd av injekteringen måste dessa egenskaper fortfarande vara gällande. Vidare visade försöken med plana provkroppar att injekteringsbruket ger en viss kohesion som inte är normalspänningsberoende. Från i litteraturen tidigare redovisade arbeten, t.ex. Goodman (1970) eller Papaliangas et. al (1993) är det känt att fyllningsmaterial i sprickplan oftast reducerar skjuvmotståndet. Således torde uttrycket som tecknar en injekterad sprickas egenskaper vara;

$$\tau = C + \sigma_n \cdot \tan(\phi_{bas} + i_{u,n} + a_{n,u} \pm r_{n,u}) \quad \text{Ekvation 4-3}$$

där  $C$  står för kohesionen och  $r_{n,u}$  representerar en reduktionsfaktor av skjuvmotståndet.



Figur 4-2 Principiell skillnad i skjuvmotstånd mellan injekterade och oinjekterade sprickor.  
Principle difference in shear resistance between grouted and ungrouted joints.

Figur 4-2 ovan kräver viss förklaring. Med utgångspunkt Ekvation 4-3 har de olika delmotstånden som utgör det totala motståndet visats. Friktionsmotståndet är en funktion av normalspänningen och eftersom denna spänning hålls konstant kan denna delkomponent redovisas som en rak linje se kurva 4 i

Figur 4-2, det vill säga friktionen ger ett konstant skjuvmotstånd av 1,87 MPa. Dilatansen "i" är volymökningen under skjuvrörelsen. Denna kan enkelt mätas vid försöket genom att den övre provhalvans lyftning på grund av att spricka förskjuts ur sitt "passningsläge". Beräknas lyftningen mot skjuvdeformationen erhålles dilatationsvinkeln som även kan ses som det uppförlutande planet som övre provhalvan dras över. Summan av friktionen och det uppförlutande planet har adderats i kurva 3 i

Figur 4-2. Om man jämför kurva 3 med utfallet för den verkliga oinjekterade sprickan, kurva 1, framgår det att ytterligare skjuvmotstånd finns i den oinjekterade sprickan. Detta skjuvmotstånd brukar tillskrivas "asperities" eller avskjuvning / stukning / krossning av små ytråheter i sprickplanet.

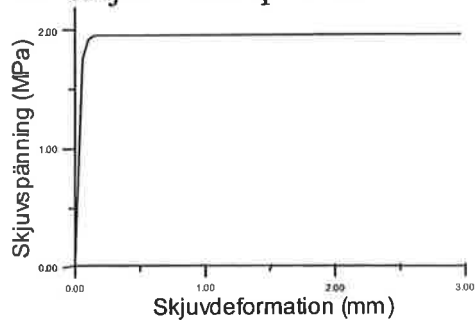
Studerar kurvan för injekterade sprickor fungerar inte principerna enligt föregående styck. Basfriktionsvinkeln mellan provets ytor är konstant. Studerar man dilatansen för en injekterad spricka kommer den att vara densamma som för det oinjekterade fallet eftersom injekteringen inte ändra sprickplanet geometri. Däremot visade försöken med plana provkroppar att en kohesion introduceras vid injektering. Denna syns tydlig i kurvan och visas med "C" i

Figur 4-2. Kohesion, eller vidhäftningen i "fasta" material har dock den egenskapen att då förbandet brutits blir skjuvmotståndet av kohesionen noll. Av

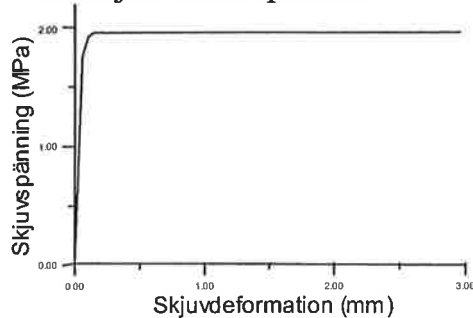
Figur 4-2 framgår tydligt hur skjuvmotståndet minskat kraftigt efter det att kohesionen bryts. Skjuvmotståndet blir till och med mindre än kurva 3 som representerar provkropparnas friktion och effekten av provkroppen geometri, fysiska egenskaper som inte injekteringen kan påverka. Alltså måste något annat fenomen uppstå. Det troligaste är att sönderkrossade injekteringsbruksrester kommer in i skjuvkontaktzonerna och istället för skjuvning så rullar ytorna med bruksrester mellan sig. Undersökningen gav inga bevis att detta är fallet med liknande fenomen har rapporterats av Pereira (1997).

Om resultaten enligt ovan redovisas separat kan en jämförelse mellan injekterade och oinjekterade sprickor göras. Detta redovisas i Figur 4-3 på nästa sida.

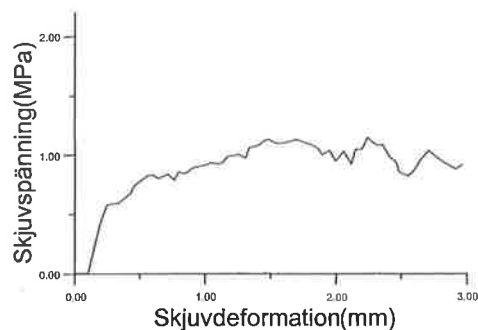
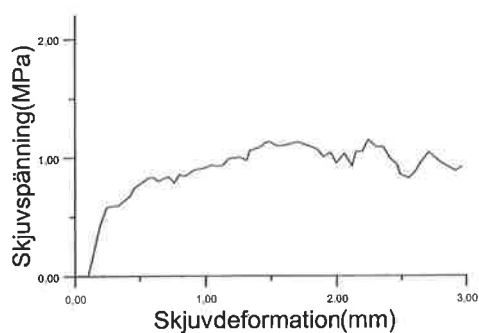
### Skjuvmotståndets komponenter för oinjekterade sprickor



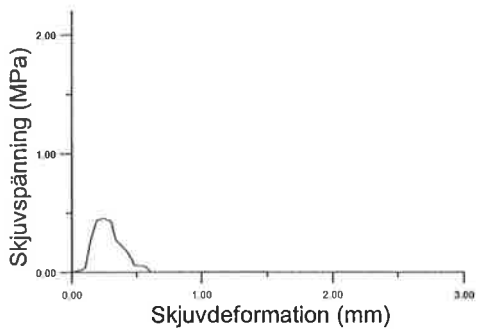
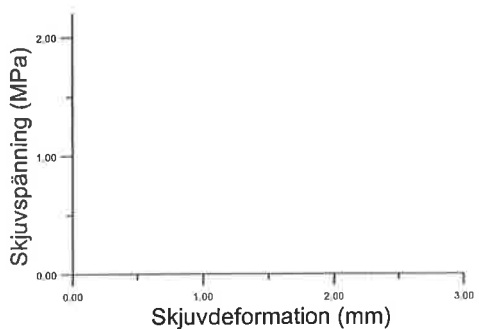
### Skjuvmotståndets komponenter för injekterade sprickor



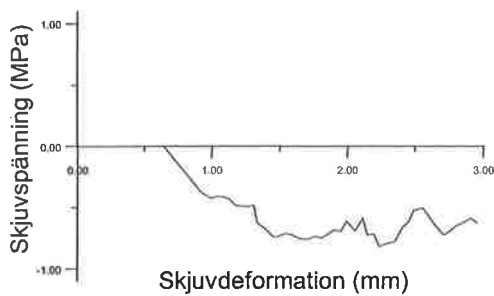
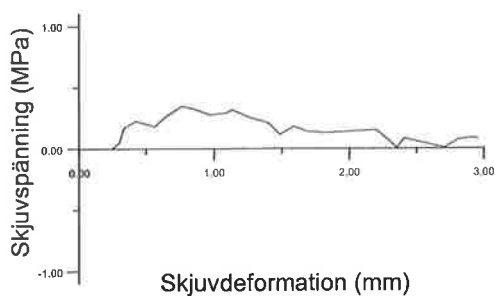
Friktion



Dilatation



Kohesion

vänster:  
Asperiteshöger:  
Reduktion  
av friktion  
p.g.a.  
injektering

Figur 4-3 Delkomponenterna av skjuvmotståndet i oinjekterade och injekterade sprickor.  
The individual componetes of shear resistance of ungrouted and grouted joints.

Det är värt att poängtera den ringa inverkan kohesionen har i jämförelse med de andra delkomponenterna.

## 5 NUMERISK ANALYS

“Modeling is used, as an aid to thought, not a substitute for thinking”

(Starfield & Cundall, 1988)

### 5.1 BESTÄMNING AV INDATA FÖR MODELLERING

För att utvärdera ingångsparametrar för numerisk modellering har en modell som presenterades av Carter & Ooi (1985) användes. Modellen bygger på att de mekaniska egenskaperna är olika om ett mekaniskt förband befinner sig i ett elastiskt tillstånd eller om plastiska deformationer har utvecklats. I det elastiska stadiet gäller elastisitetsteorien och i det plastiska skedet förändras egenskaperna som en logaritmisk funktion av deformationens omfattning där deformationen tecknas;

$$\Delta u = \Delta u^e + \Delta u^p \quad \text{Ekvation 5-1}$$

De delkomponenter som utgör det totala skjuvmotståndet är som tidigare beskrivits;

$$\tau = C + \sigma_n \cdot \tan(\phi_{bas} + i_{u,n} + a_{n,u} \pm r_{n,u}) \quad \text{Ekvation 5-2}$$

Den valda modellen kommer även att styra det tillfälle då den injekterade sprickan mister sin täthet. Eftersom täthetsbrottet är en följd av att dilatans börjar uppträda, och dilatans är en plastisk deformation, är det rimligt att antaga att precis då skjuvdeformationen övergår från det elastiska stadiet till det plastiska sker brottet. För injekterade sprickor är det mekaniska skjuvmotståndet som störst vid denna punkt. Detta innebär att det mekaniska och täthetsbrottet uppträder samtidigt. Detta överensstämmer väl med erhållna provningsresultat.

Utvärdering av försöken och anpassningen till nedan tecknade samband är baserade på största möjliga underlag. Eftersom inga statistiska metoder har varit lämpligt tillämpbara har en visuell ”best-fit” använts.

#### 5.1.1 Kohesion

Det är kohesionen som ger en injekterad spricka viss drag och skjuvhållfasthet även då normalspänningen är noll. Detta kan ges av att sprickan givits bättre mekaniska egenskaper efter injektering. Kohesionen kan tecknas som;

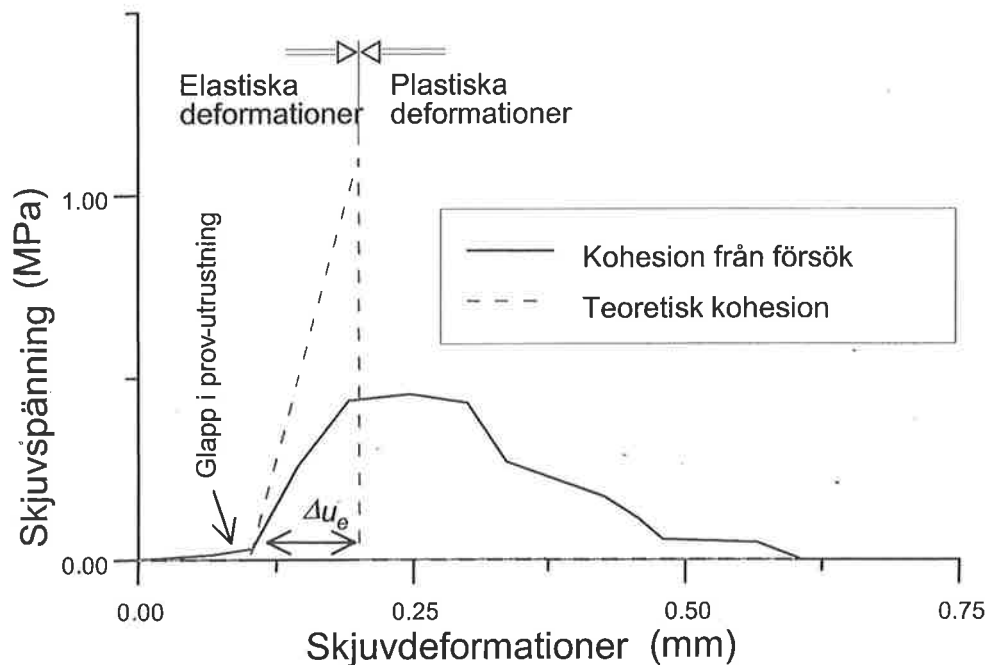


$$C_{injektering} = \tau_{vidhäftning} \cdot A_{injekterad} \quad \text{Ekvation 5-3}$$

$$\tau_{vidhäftning} = \gamma \cdot G \quad \text{Ekvation 5-4}$$

Ekvation 5-4 ger att kohesionsspänningen är en funktion av vinkeländringen i den fasta kroppen i enlighet med elastisitetsteorin.

Vid en jämförelse mellan elastisitetsteorin och erhållna resultat visar sig följande;



Figur 5-1 Kohesionens principiella uppträdande.  
*Principle behavior of cohesion.*

Som framgår uppträder inte kohesionen som den borde enligt en förenklad elastisitetsteori. Inom det elastiska deformationsområdet ökar spänningen linjärt medan brott uppträder vid en lägre spänning än vad som borde förväntas med ledning av försöken med plana ytor, se Figur 4-1. Efter det att brott initierats pågår ett progressivt brott över en viss skjuvdeformation. Förklaringen är troligen att injekteringsbruket i sprickan har olika tjocklek varför det inte samverkar fullt ut. Först drivs de tunnaste lagren till brott då vinkeländringen i dessa partier blir större än i de tjockare.

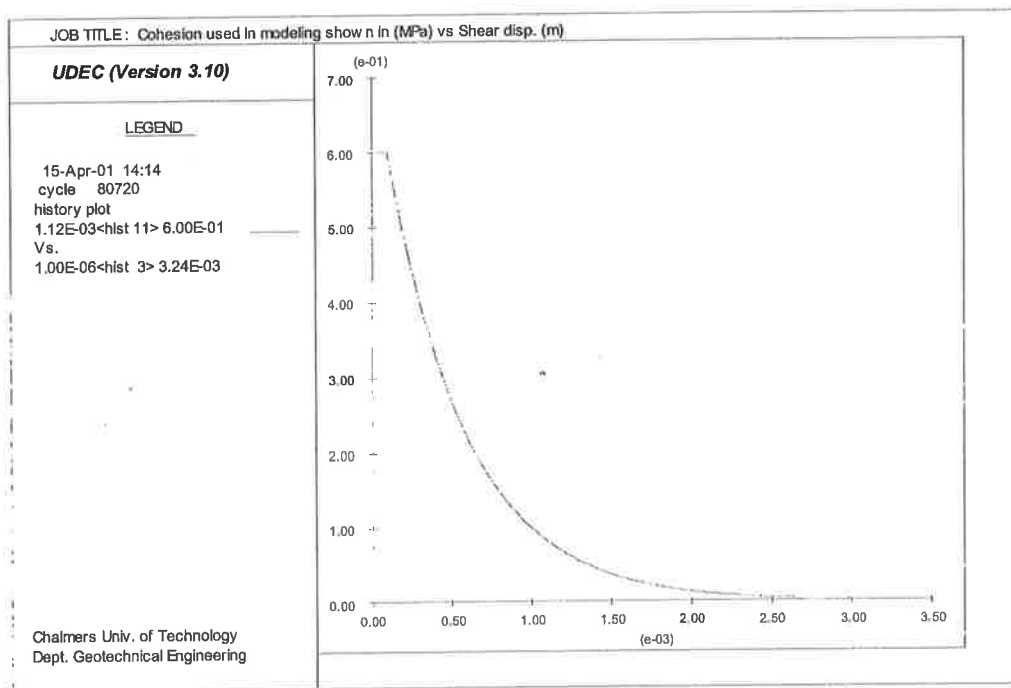
Det skall noteras att det genom att studera kohesionen gick att utvärdera ett värde på den elastiska deformationen.

Kohesionen kan uttryckas enligt;

$$C = C_0 \quad \text{om} \quad \Delta u < u_e \quad \text{Ekvation 5-5}$$

$$C = C_0 \cdot \exp(-k_I \cdot u_p) \quad \text{om} \quad \Delta u > u_e \quad \text{Ekvation 5-6}$$

I ekvationerna ovan anger  $u_e$  det numeriska värdet då kohesion börjar brytas ned. Konstanten  $k_I$  är en s.k. klockfunktion som styr hur snabbt reduktionen av kohesion skall göras allteftersom den plastiska deformationen fortgår. Kurvan utseende visas i Figur 5-2 nedan.



Figur 5-2 Kohesion i den numeriska modellen.  
*Cohesion used in the models.*

## 5.1.2 Dilatans

På samma sätt som kohesionen styrs dilatansen av den relativa skjuvdeformationen. Sambandet tecknas;

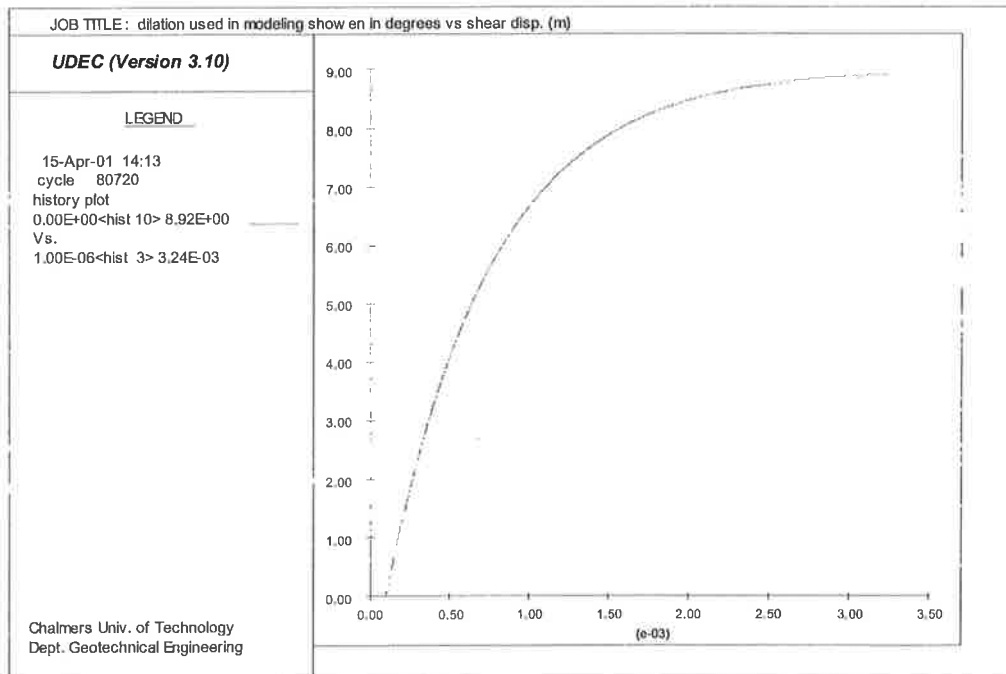
$$i = 0 \quad \text{om} \quad \Delta u \leq u_e \quad \text{Ekvation 5-7}$$

$$i = i_0 \cdot (1 - \exp(-k_3 \cdot u_p)) \quad \text{om} \quad u_e \leq \Delta u_e \leq \lambda \quad \text{Ekvation 5-8}$$

$$i = 0 \quad \text{om} \quad \Delta u > \lambda \quad \text{Ekvation 5-9}$$

där  $\lambda$  är den skjuvdeformation som erfordras för att dilatansen skall upphöra. Det numeriska värdet för detta har i alla försök överskridit 10 mm vilket i de flesta normala undermarksanläggningar är oacceptabelt stort varför detta ej kommer att beaktas.

Ritas sambandet upp i UDEC får det följande utseende;



Figur 5-3 Dilatansen i den numeriska modellen.  
*Dilatancy used in the models.*

### 5.1.3 Friktion

Den mobiliserade friktionen tecknas på samma sätt som kohesionen och dilatansen;

$$\phi = \phi_{bas} \cdot (1 - \exp(-k_2 \cdot u_e)) \quad \text{om} \quad \Delta u > 0 \quad \text{Ekvation 5-10}$$

Ovanstående samband är relevant för att modellera ett skjuvförsök och har använts för att vidimera att redovisad modell. Men om ovanstående används i en numerisk modell kommer vissa problem att uppstå vid konsolidering av modellen. Vanligtvis byggs först en numerisk modell endast med sin geometri, sprickor och *in-situ* spänningar vilket tillåts gå till spänningsjämvikt. Därefter nollställs alla deformationer som uppstod under konsolideringen för att endast deformationer till följd av ett berguttag skall sparas i modellen. Det är i samband med denna nollställning som injekterade sprickegenskaper introduceras i modellen. Om detta görs med friktion enligt ekvationen ovan kommer friktionskrafterna inlagrade i sprickorna att åter bli noll och effekten av konsolideringen blir felaktigt. Härav kan modellen ovan inte appliceras på en simulerad tunnelsektion. En vanlig approximation som görs är att;

$$\phi = \phi_{bas} \quad \text{om} \quad \Delta u > 0 \quad \text{Ekvation 5-11}$$

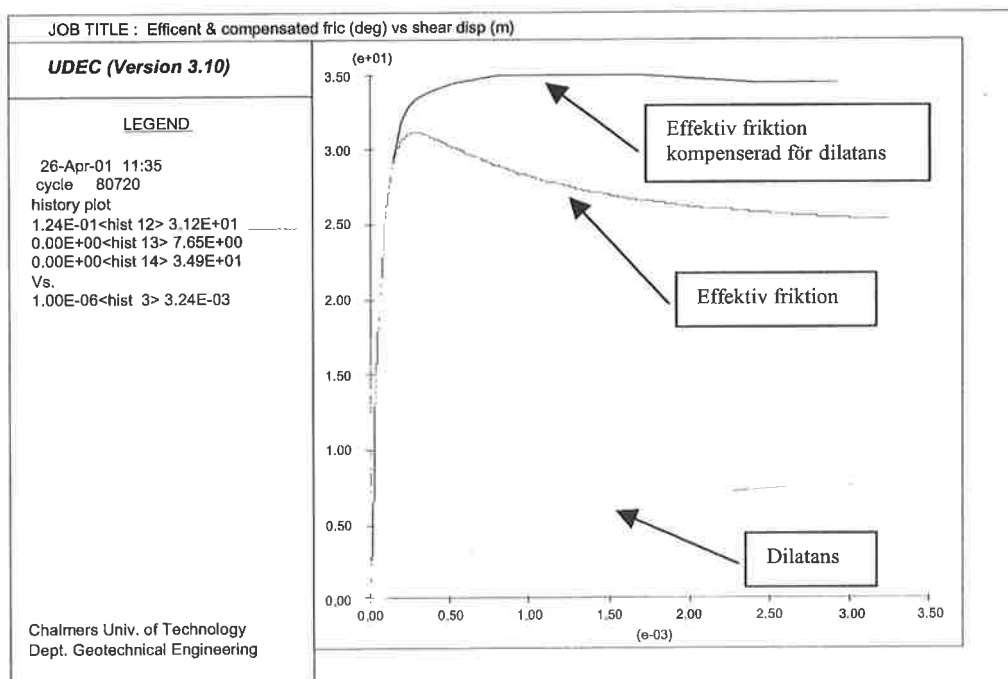
### 5.1.4 Friktionsreduktionsfaktor

Av utförda försök framgår tydligt att injekteringsbruken minskar skjuvmotståndet i en spricka. Utifrån erhållna resultat verkar denna faktor vara normalspänningsberoende och har i utförda försök närmast sig ett residualvärde. Det skall nämnas att vid valet av provkroppar syftade detta till att få prover med olika ytråhet. Med hjälp av profilkam och JRC-diagram valdes prover med till synes olika råhet, det som i dessa sammanhang beaktas som effekten av "asperities" tyvärr visade provningen att det så kallade JRC värdet var i stort sett samma för alla prover, mellan 5 och 7. Detta medför att nedan angivna värden inte har beaktat möjliga variationer på grund av ytråheten. Effekten av ytråheten kan inte separeras från friktionsreduktionsfaktorn varför dessa två fenomen har lagts samman till en faktor.

$$\phi_{red} = (\phi_{bas} - \phi_{res, injektering}) \cdot (1 - \exp(-k_4 \cdot u_p)) \quad \text{om} \quad \Delta u > \Delta u_e \quad \text{Ekvation 5-12}$$

Den effektiva friktionen blir således;

$$\phi_{efficient} = \phi_{bas} - \phi_{red} \quad \text{Ekvation 5-13}$$



Figur 5-4 Effekterna av varierande friktion i numerisk modell.

*Effects of the variation of friction used in the models.*

Figur 5-4 visar friktionen vid verifikationsförsök, därav nollvärdet vid start.

### Sammanfattning av valda parametrar för numerisk modellering

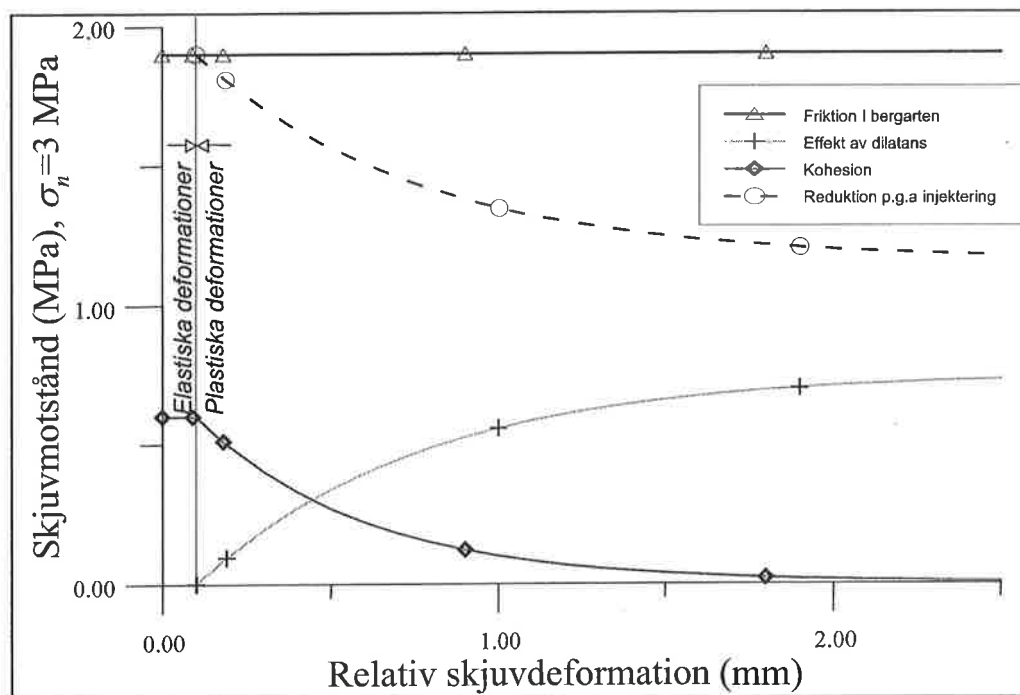
Utvärderingen av utförda försök har givit följande konstanter för presenterade ekvationer i kapitel 5 för användning som ingångsdata för numerisk modellering;

Tabell 5-1 Indatavärden använda vid numerisk modellering.

*Input data used for numerical modeling.*

Parameter	Klock-konstant
Kohesion = $C_0 = 0.6$ MPa	$k_1 = 2000$
Friktion = $\phi_{berg} = 33^\circ$	$k_2 = 15000$
Dilatans = $i = 9^\circ$	$k_3 = 1500$
Reduktion = $\phi_{res,injekterad} = 25^\circ$	$k_4 = 1000$
Elastiskt deformation = $u_e = 0,0001$ m	

Parametrarna kan även visas grafiskt enligt Figur 5-5 nedan;



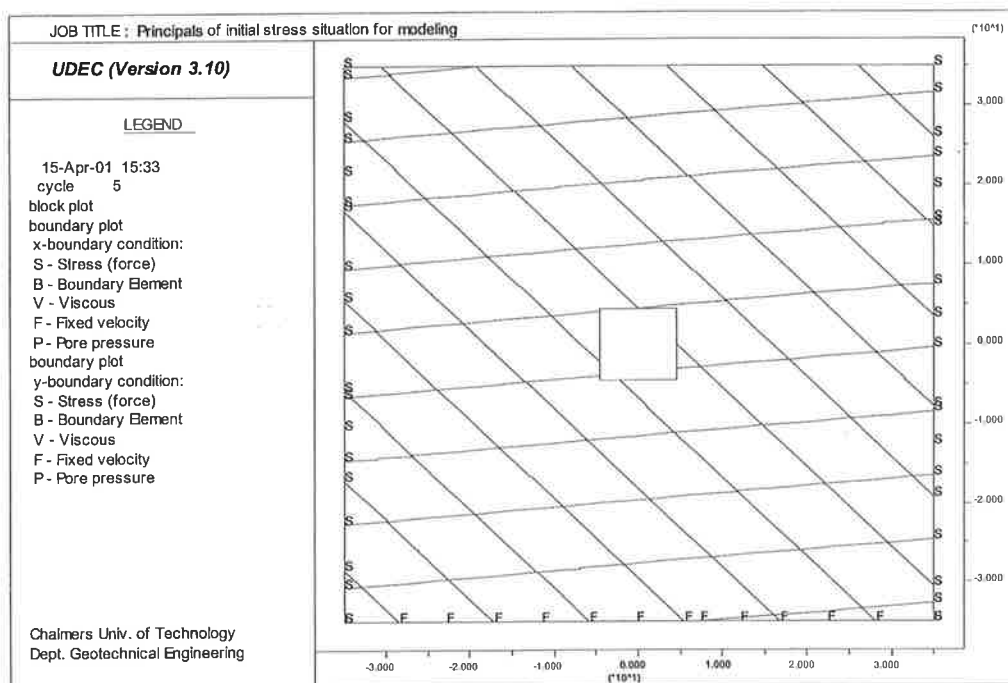
Figur 5-5 Visualisering av delkomponenterna för skjuvmotståndet i en injekterad sprick som används för numerisk modellering.

*Visualization of the components building up the shearing resistance of a grouted joint used in the numerical modeling.*

## 5.2 NUMERISK MODELLERING

Numerisk modellering kan utföras med olika syften. För vissa applikationer är modellering ett utmärkt verktyg för dimensionering medan nedan beskrivna modellering har haft till syfte att studera bergmekaniska fenomen med koppling till injekterade sprickor. Det primära som studerats är de spänningsomlagringar som uppstår till följd av ett berguttag.

För modelleringen har det ansatts en svensk trafiktunnel i stadsmiljö med en area om ca 80-100 m<sup>2</sup>. Tunnlar utformas ofta i en hästskoform varför det kan vara motiverat att både titta på kvadratiska och cirkulära tvärsnitt. Detta skulle ge ett kvadratisk tvärsnitt 9x9 m eller en rund tunnel med  $\phi = 10$  m. Bergtäckningen som modellerats har valts till 35 m och som horisontalspänningar har ett fall med höga spänningar valts till  $\sigma_h = 3,5$  MPa respektive ett fall med låga spänningar  $\sigma_h = 0,3$  MPa. Spänningsnivåerna är valda att överdriva deras effekt för att tydligare kunna fånga upp fenomenen. Modellen har gjorts 70 x 70 m för att minska inverkan av randeffekter från modellens randvillkor.



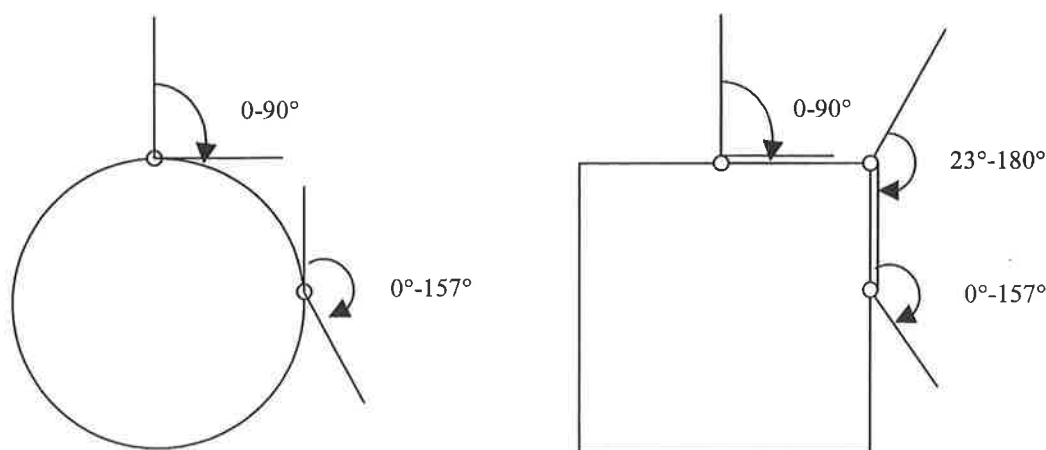
Figur 5-6 Basmodellen visad med 2 sprickfamiljer.  
*Bas model for two joint sets*

I modellerna har blocken gjorts helt elastiska och intresset inriktats på det genererade nätet av tänkta vattenförande sprickor. Följande modellparametrar har använts;

Tabell 5-2 Basmodellens ingångsparametrar.  
*Input parameters for the base model.*

Elastisitetmodul $E=47$ GPa	Bergets inre friktionsvinkel = $50^\circ$
Tvärkontraktionstal $\nu=0.2$	Intakt bergs kohesion = 10 MPa
Sprickors skjuvstyvhet $\approx 40$ GPa	Sprickors normalstyvhet = 40 GPa

Vid modelleringen har basmodellen konsoliderats varefter samtliga sprickor i modellen givits egenskaper motsvarande det injekterade tillståndet. Därefter har hålrummet tagits ut och det nya jämviktstillståndet beräknats. För att generera alla de generellt möjliga sprickorienteringarna har geometrier enligt Figur 5-7 modellerats för att hitta de mest intressanta sprickgeometrierna;



Figur 5-7 Skärningspunkter för en-spricks modeller.  
*Intersecting point of joint for the one joint models.*

Varje vinkelsektor delas upp i  $18^\circ$  delar. I de fall där propagerande brott in i bergmassan noteras, så lades parallella sprickor till modellen på avstånden 2, 4 och 8 m som nästa steg i modelleringen. I ett sista steg lades även en andra sprickfamilj in i vinkel  $50^\circ$  resp.  $130^\circ$  mot de befintliga sprickorna, vilket är relativt vanligt i svensk berggrund.

Modelleringen visade i princip att en ensam spricka som var orienterad parallellt med huvudskjuvspänningen var mest ogynnsam för injekteringen. Detta är logiskt. Om endast en spricka finns kommer all skjuvdeformation, som inte blir elastiska deformationer i intakt berg, att uppträda i denna enda spricka.

Då modelleringen givit ett antal konfigurationer som gav markant uppspräckning av någon injekterad spricka provades dessa med något varierande indata för att undersöka vilka eller vilken parameter som i störst omfattning påverkade resultatet, en s.k. känslighetsanalys. De parametrar som varierades i identiska modeller var kohesionen, elastiska deformationsvärdet och sprickornas styvhet.

Det elastiska områdets parameter  $u_e$  varierades med värdena 0,05 mm, 0,1 mm och 0,2 mm. Då det minsta värdet användes ökade uppspräckningen för de injekterade sprickorna markant medan vid  $u_e = 0,2$  mm uppträdde nästan inga brott.

Kohesionen tilläts variera mellan 0,3, 0,6 och 1,0 MPa varvid uppspräckning ökade något vid minskad kohesion och analogt minskade vid ökad kohesion. Modelleringsresultatet var förväntat och liknar föregående variation av  $u_e$  men var inte lika påtaglig. Vid variation av sprickornas skjuvstyvhet noterades ingen skillnad.

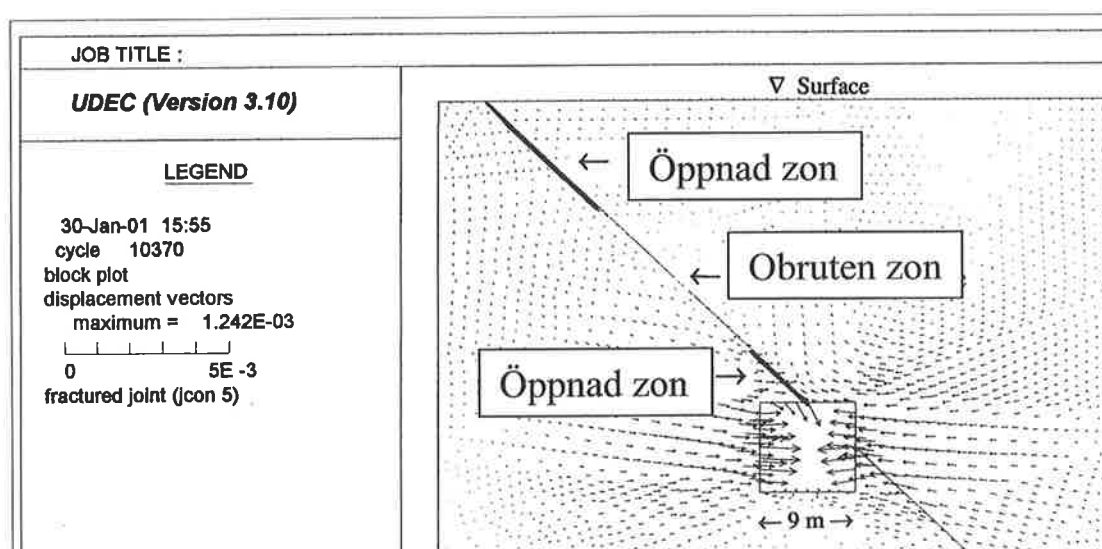
Modelleringen är således relativt känslig för indata vilket antyder att brott i förinjekterade sprickor är svår att förutbestämma. Men syftet med modelleringen var att studera bergmekaniska brottmekanismer, och för detta syfte är valda indata lämpliga.



## 5.3 UTVÄRDERING AV NUMERISK MODELLERING

Syftet med utförda modeller var att försöka identifiera de bergmekaniska mekanismer som uppträder vid ett berguttaget som kan tänkas spräcka upp ett injekteringsförband i en spricka. För att detta skall uppträda krävs ett horisontalspänningsöverskott. Inte i något fall med låga horisontalspänningar visade modelleringen att risk förelåg för tätheten.

Utskrifterna som visas i detta kapitel är förstorade delar av modellen (35x35m) som körts. I Figur 5-8 nedan visas en illustrativ del av en modellering. Tunnel ligger med 35 m bergtäckning och en horisontalspänning om 3,5 MPa har lagts på.



Figur 5-8 Principell brottsfigur.  
*Principale failure plot.*

Figuren visar de två viktigaste slutsatserna från modelleringen, nämligen;

- Under ogynnsamma förhållanden kommer spänningsomlagringen efter berguttaget att ge skjuvdeformationer som kan bryta tätheten i en tidigare utförd förinjektering.
- Det tryckta spänningsfältet runt öppningen är avgörande om ett injekterat sprickplan kommer att öppnas eller inte.

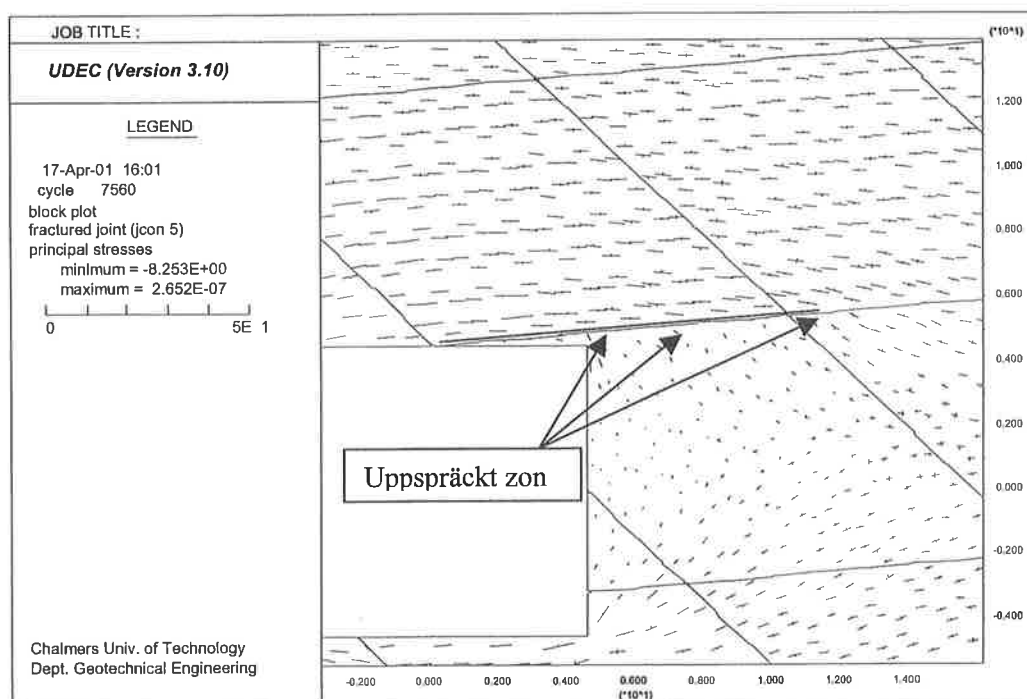
Det skall först sägas att ett verkligt utfall enligt modellering ovan är mycket osannolikt. Modelleringen är korrekt och den yttre uppspräckningen är inte ett randfel utan en följd av att det övre blocket är helt och kommer således att fördela horisontalspänningarna på ett onaturligt sätt. Uppspräckningen uppe till vänster uppstår på grund av låga normalspänningar.

Den mest ogynnsamma sprickorienteringen med avseende på uppspräckning är parallellt med största skjuvspänningsriktningen. Denna riktning är en funktion av rådande huvudspänningar. I Figur 5-10 nedan är sprickriktningen parallell med huvudskjuvriktningen.

Den stora inverkan av normalspänningen i modelleringen är givetvis en följd av valda parametrar men ser man till

Figur 4-2 eller Figur 4-3 förefaller detta inte otroligt. De krafter som primärt motverkar en skjuvdeformation är normalkraftsberorende. Detta är nog den viktigaste slutsatsen som kan göras. Den kohesion som sprickan får av injekteringsbruket är lite i jämförelse med de krafter som styr bergmassans deformationer efter ett berguttag. Att beakta injektering såsom en bergförstärkande åtgärd är oftare felaktigt än korrekt.

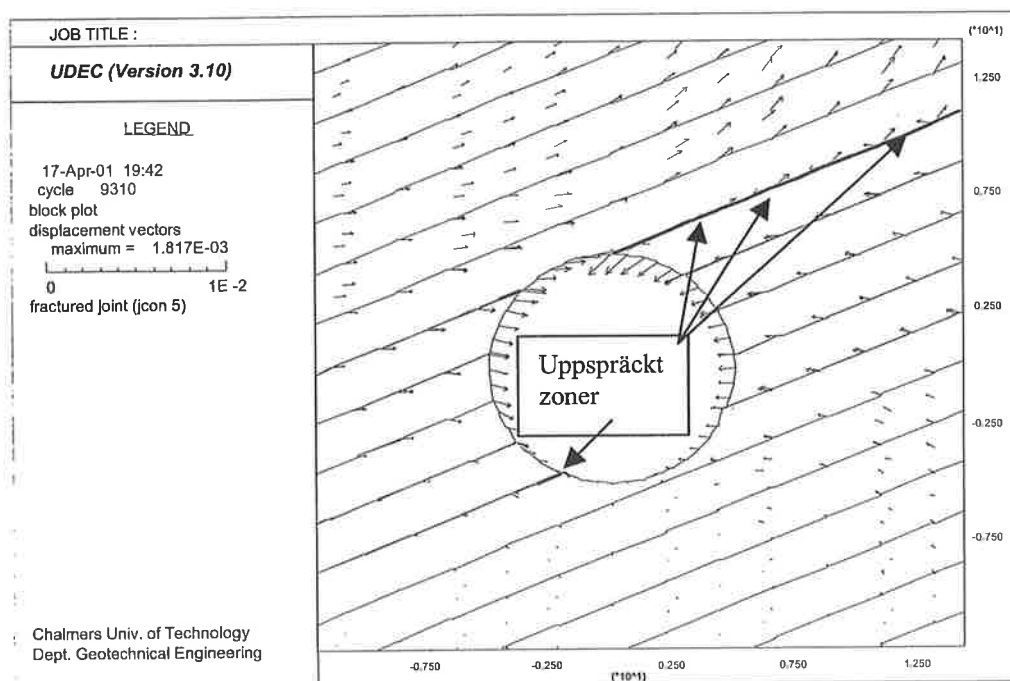
I Figur 5-9 nedan visas ett annat exempel på normalkraftens inverkan. I utskriften av modelleringen har spänningskorsen i modellen redovisats. Av utskriften framgår hur spänningsfältet interagerar med bergmassans spricksystem. I princip kan inte sprickan överföra några större skjuvspänningar då den passerat brottpunkten och i övergången till delar av en spricka som inte spräckts upp ansamlas normalspänningar som samtidigt ökar dess skjuvkapacitet.



Figur 5-9 Sekundära spänningsfältets inverkan på uppspräckning av injekteringsförband.  
*The influence of the secondary stress field on the re-opening of grouted joints.*

Som framgår av Figur 5-9 föreligger inga bergmekaniska problem med avseende på stabilitet för bergmassan med den för förinjekteringen ogynnsamma sprickan.. Detta innebär att den bergsförstärkning som normalt sätts in inte verkar i någon större grad för att förhindra uppspräckning av en för-injektering.

I det sista exemplet, Figur 5-10, visas situationen i en subhorisontellt lagrad bergmassa. Eftersom avståndet mellan sprickorna endast är 2 m utvecklas inte en tryckt zon nära runt öppningen enligt elasticitetsteorin. Det som är intressant att notera är att sprickan upp till höger fortsätter ner till vänster.



Figur 5-10 Uppspräckning av injekteringsförband p.g.a. deformationer i bergmassan.  
*Re-opening of grouted joints due to rock mass deformations.*

Slutsatsen är att här väl en vidsträckt spricka börjar spricka upp "ansamlas" deformationen och uppspräckningen propagerar. Av detta kan slutsatsen dras att i de fall bergmekaniska effekter är orsak till att en förinjektering läcker efter berggutttag är det sannolikt ansamlat och begränsat till ett speciellt svaghetplan.

## 6 DISKUSSION & SLUTSATSER

Genom att injektera cementbruk i en bergspricka kommer sprickans mekaniska och hydrogeologiska egenskaper att ändras. I princip tätas sprickan och cementbruket ger sprickan en liten draghållfasthet. Men sprickans totala skjuvhållfasthet försämras eftersom cementen invid berg-berg kontakt punkterna snabbt påverkas och minskar friktionen, sannolikt genom att sprickytorna rullar på sönderbrutna cementfragment. Minskningen av friktion tenderar till att vida överstiga effekten av tillförd draghållfasthet.

Förnyat vattenflöde i en injekterad spricka är en följd av att sprickan dilaterar i samband med skjuvdeformationen.

### 6.1 INJEKTERINGENS INVERKAN PÅ BERGMASSAN

Förinjekteringars påverkan på rådande *in-situ* spänningar i en inspänd hård bergmassa kan för ingenjörsmässiga tillämpningar försummas. De krafter och volymer som är inom påverkansområdet är så stora i jämförelse med det tillförda arbete vid injekteringen.

Bergmassans deformationsmodul kommer att öka något till följd av injektering. Av utförda försök framgår att påverkan är ringa varför denna effekt kan frånses överlag i svensk berggrund.

Bergmassans hållfasthet i stor skala kommer inte att påverkas eftersom endast en liten del av bergmassans sprickor är konduktiva. Även i "tunnel" skala kommer påverkan på bergmassans hållfasthet till följd av injektering i stort sett vara oförändrad. Dock kommer enskilda, ogynnsamt orienterade sprickor att ha försämrade mekaniska egenskaper till följd av injektering. Dessa kan komma att skjuvdeformeras och öppna för inläckage av vatten.

Vid ytliga injekteringsarbeten såsom damminjekteringar kommer efterföljande spänningsförändringar att vara relativt små. I dessa fall kommer sannolikt inte kohesionens hållfasthet att överstigas. Härvidlag kommer injekteringen att förstärka undergrunden.

## 6.2 BERGMASSANS PÅVERKAN PÅ INJEKTERING VID TUNNELDRIVNING

Spänningsomlagringen efter berguttag representerar en stor kraft som mycket väl kan spräcka upp förinjekterade sprickor, speciellt vid höga deviatorspänningar ( $\sigma_h \gg \sigma_v$ ). Att känna rådande bergspänningar är viktigt för att kunna förutse om bergmekaniska problem för injekteringar är att vänta. I områden runt en tunnel som är utsatt för tryckspänningar är risken för uppspräckning av injekterade sprickor mindre eftersom skjuvmotståndet till huvuddel är en funktion av normalspänningen.

Både det mekaniska och täthetsbrottet hos en injekterad spricka uppkommer efter en relativt liten skjuvdeformation. I det fall bergförstärkning installerats kommer dessa små deformationer endast mobilisera en liten del av förstärkningens totala kapacitet. I det fall beräkningsmodellen som redovisats av Holmberg (1991) används för att beräkna en bergbults tillskott inom ett antaget elastiskt tillstånd ( $u_e < 0,1$  mm) finner man att ett bultmönster c-c 1 m skulle bära ca 1 % av skjuvspänningarna. Av detta kan man dra slutsatsen att normala bergbultsförstärkningar har ringa verkan för att skydda en förinjekterad spricka mot uppspräckning.

## 6.3 REKOMMENDATIONER

De klassificeringssystem som finns för bergmassor är inte utvecklade med avseende på injektering. Att klassa ett berg ur förstärkningssynpunkt respektive injekteringssynpunkt skiljer sig åt väsentligt ur ett bergmekanisk perspektiv.

För att minska risken för mekanisk uppspräckning av för-injekteringar bör spridningsvinkeln på injekteringsskärmen ökas. Detta medför nackdelar såsom ökad omfattning på injekteringsarbetena och längre radiellt avstånd mellan hålen vid överlappningen.

Uppträder systematiska läckage efter tunneldrivning är det inte osannolikt att det föreligger en bergmekanisk orsak. En bergmekanisk analys kan visa orsaken till problem och lämpliga åtgärder kan vidtagas för att undvika framtida läckage. Analysen ger sannolikt också god information om hur efter-injekteringen bör utformas.

All efterinjektering bör utföras utanför den tryckta zonen runt en bergöppning. Inom den tryckta zonen har normalspänningarna överlag ökat och därmed minskat sprickvidderna. Var det svårt att injektera dessa sprickor innan berguttaget är det absolut inte lättare efter att sprickorna pressats ihop. Genom att injektera utanför den tryckta zonen utförs sannolikt hela efterinjekteringen utanför den tidigare injekterade zonen. Läckage kommer då att utgöra en hydraulisk låg-punkt, det vill säga injekteringsbruket kommer att söka sig till läckage från utsidan. Vid de fall vattenflödet genom

läckageområdet spolar bort injekterat bruk borrar avlastningshål ytterligare längre ut i bergmassan för att avleda det högre vattentrycket.

Berginjektering i normal svensk berggrund skall ses som åtgärder att minska konduktiviteten. Injekterings bergförstärkande effekt är tvetydigt. Endast i fall med mycket svagt berg och små absoluta spänningsnivåer kan en förstärkande effekt uppnås.

## Referenser

- Armand G. (2000): Contribution à la caractérisation en laboratoire et à la modélisation constitutive du comportement mécanique des joints rocheux. *PhD Thesis, Laboratoire Sols, Solides, Structures, Université Joseph Fourier, Grenoble.*
- Barroso M. (1970): Cement grouts and their influence on the shear strength of fissured rock masses. *Laboratorio Nacional De Engenharia Civil, Lisbon, Portugal.*
- Barton N. (1973) Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engineering Geology, vol. 7, pp. 287-332, Elsevier Science Ltd.*
- Boulon M. (1995): A 3-D direct shear device for testing the mechanical behavior and the hydraulic conductivity of rock joints. *Proceedings of the third conference on Mechanics of jointed and faulted rock. Edit Rossmannith Balkema, Rotterdam.*
- Carter & Ooi (1988): Application of a joint model to concrete-sandstone interfaces. *Proceedings of the international conference on numerical methods in geomechanics held in Innsbruck 1988 Balkema, Rotterdam.*
- Coulson J.H. (1970): The effects of surface roughness on the shear strength of joints in rock. *Ph.D. thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, U.S.A.*
- Goodman, Taylor & Brekke (1968): A model for the mechanics of jointed rocks. *Journal of soil mechanics and foundations ASCE, pp 637-659.*
- Holmberg m. (1991): The mechanical behavior of untensioned grouted rock bolts. *Ph.D. Thesis, Division of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.*
- Houlsby A.C. (1990): Construction and Design of Cement Grouting. John Wiley & Sons, New York.
- ITASCA: Reference manuals for FLAC and UDEC.
- Krsmanovic & Langof (1964): Large scale laboratory tests of the shear strength of rocky material. *Rock Mechanical Engineering and Geology, suppl. 1 pp 20-30.*
- Olsson B. & Algers M. (1997): The CTH shear apparatus for rock joints. *Masters Thesis, Department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology, Gothenburg.*

- Olsson R. (1998): Mechanical and Hydromechanical Behavior of Hard Rock Joints. *Ph.D. Thesis, Department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology, Gothenburg.*
- Pereira J.P.(1997): Rolling friction and shear behavior of rock discontinuities filled with sand. *Proc. 36;th US rock Mechanics Symposium, ISRM, New York.* p 527.
- Riedel W. (1929): Zur mechanik geologischer brucherscheinungen. *Centralblatt f. Mineral Geol. Und Pal.* pp 354-368 (in german).
- Swedenborg S. (2001): Rock mechanical effects of cement grouting in hard rock. *Ph.D. Thesis, Department of Geotechnical Engineering, Chalmers, Sweden.*
- Starfield A.M. & Cundall P.A. (1988): Towards a methodology for rock mechanics modeling. *Int'l Journal of Rock Mechanics and Mining sciences & Geomechanical Abstracts* vol. 25 No. 3, pp 99-106.
- Widmann R. (Co-ordinator, 1996): International Society for Rock Mechanics, Commission on Rock Grouting. *International Journal of Rock Mechanics and Mining sciences & Geomechanical abstracts, vol. 33, No 8, pp 803-847, Elsevier Science Ltd.*



## Bilaga 1

Indatafile som används för modelleringen i UDEC

```

new
set plot windows color 1 -0.5 0.9 0.9
set char 30
set a4
; Mechanical effect on/of grouted joints
; Model run number xx
;
;      set-up for block
round 0.1
block -35 -35 -35 35 35 35 35 -35
; insert joint
cr 35,-12.95 -35,16.77
; square tunnel
cr -4.5,-4.5 -4.5,4.5
cr -4.5,4.5 4.5,4.5
cr 4.5,4.5 4.5,-4.5
cr 4.5,-4.5 -4.5,-4.5
gen edge 2

;      rock properties model mohr
prop mat=1 d=2.6e-3
zone model mohr
zone sh=20e3 bu=25e3 fric=50 coh=10

;      initial joint properties and parameters for new contacts if needed
joint model residual
set jcondf residual
joint jks=40e4 jkn= 40e4 jfric=45 jtens=10 jcoh=10
joint jfric=33 jcoh=0 jtens=0 jdil=3 range angle 0.6,89.4
joint jfric=33 jcoh=0 jtens=0 jdil=3 range angle -89.4,-0.6
set jmatdf=11
prop jmat=11 jkn=40e4 jks=40e4 jfric=45 jcoh=0 jtens=10

;      initial stress state      high stress level sigH= 3.5 MPa
bound stress -3.5 0 -0.91 ygrad 0 0 2.6e-2
bound yvel=0 range -36,36 -36,-34
insitu stress -2 0 -0.7 szz -2 ygrad 0 0 2e-2; reduced consol. allow f stress re-distrib
gravity 0 -10
hist unbal
step 1000

;      setting of boundry conditions, finite springs

```

```

bound xvel=0 range -35.5,-34.5 -36,36
bound xvel=0 range 34.5,35.5 -36,36
solve

;      reset deformations

def nolla
; loop through all contacts, reset ds=0
ic = contact_head
  loop while ic # 0
    c_sdis(ic) = 0
    ic = c_next(ic)
  end_loop
end
reset disp jdisp
nolla

;      post grouting joint properties
joint model residual
set jcondf residual
joint jks=40000
joint nstable 1
table 1 (0,0) (-0.0001,0.75) (-0.0002,2) (-0.0003,4.25) (-0.0004,8.5)
joint jfric=33
joint jrfric=25
joint jdil=9
joint jrescoh=0.0001
joint jcoh = 0.1 range annulus 0 0 1 30 ; grout the joint

; revised joint parameters for new contact points
prop jmat=11 jkn=40000 jks=40000 jfric=33 jdil=5 jtens=0

;revision of joint parameters while shearing

call c:/itasca/udec/fish/fin/contact.fin
call c:/itasca/udec/fish/fin/jmat.fin

def grouted
  whilestepping
;
; loop through all contacts
;
  ic = contact_head
  loop while ic # 0
;

```

```

; get extension pointer to property data for this contact
;
jm_ext = c_jex(ic)
;
; store joint status in contact extra location (use initial cohesion to set)
; 1 = normal joint
; 2 = grouted joint
;
if c_extra(ic) = 0.0 then
  jm_coh = fmem(jm_ext + $rs_coh)
  if jm_coh > 0.0 then
    c_extra(ic) = 2.0
  else
    c_extra(ic) = 1.0
  endif
  fmem(ic+$kgam) = 0
endif
;
; get normal and shear stresses
;
jm_length = c_length(ic)
if jm_length # 0.0 then
  jm_sn = c_nforce(ic)/jm_length
  jm_ss = c_sforce(ic)/jm_length
endif
jm_type = c_extra(ic)
jm_ds = abs(c_sdis(ic))
;
; calculate shear stress limit
;
if jm_sn > 0.0 then
  if jm_type = 1 then
; ungrouted joints
    j_coh = 0
    j_psi = 0
    j_phi = gm_Po
    j_phi = j_phi ; rev j_phi* (1.0 - exp(-1.0*gm_K2*jm_ds))

    if jm_ds > gm_Ue then
      j_psi = gm_Do*(1.0-exp(-1.0*gm_K3*jm_sn/gm_UCS*(jm_ds-gm_Ue)))
      fmem(ic+$kgam) = 1
    endif
  else
; grouted joints
    j_coh = gm_Co
    j_psi = 0.0
  endif
endif

```

```
hist n=20 ydis 0 4.5  
hist n=20 xdis 4.5 0  
hist n=20 jm_ds
```

```
solve  
save model58.sav  
tit 'model 58'  
pl bl disp frac red  
copy  
; run next model  
call model59.txt  
ret
```

```

j_phi = gm_Po
j_phi = j_phi * (1.0 - exp(-1.0*gm_K2*jm_ds))
if abs(jm_ds) > gm_Ue then
  j_coh = j_coh*exp(-1.0*gm_K1*(jm_ds-gm_Ue))
  j_psi = gm_Do*(1.0-(exp(-1.0*gm_K3*(jm_ds-gm_Ue))))
  j_red = (gm_Po-gm_Pog)*(1-exp(-1.0*gm_K4*(jm_ds-gm_Ue)))
  j_phi = gm_Po
  j_phi = j_phi- j_red ; rev j_phi * (1.0 - exp(-1.0*gm_K2*jm_ds)) - j_red
  fmem(ic+$kgam) = 1
endif
endif
;
; store adjusted values of cohesion, phi, and psi
;
  fmem(jm_ext + $rs_coh) = j_coh
  fmem(jm_ext + $rs_phi) = j_phi
  fmem(jm_ext + $rs_psi) = j_psi
  fmem(jm_ext + $rs_cohr) = j_coh
  fmem(jm_ext + $rs_phir) = j_phi
endif
ic = c_next(ic)
endloop
end

; tunnel excavation
delete range -5,5 -5,5

;
; define values for grout model
;
set gm_Ue = 0.0001 ; elastic displacement (meters)
set gm_K1 = 2000 ; clock constant for cohesion
set gm_K2 = 15000 ; clock constant for dilation
set gm_K3 = 1500 ; clock constant for friction
set gm_K4 = 1000 ; clock constant for degradation of joint friction
set gm_Po = 33.0 ; rock friction (degrees)
set gm_Pog = 25.0 ; grout friction (degrees)
set gm_UCS = 200 ; MPa
set gm_Do = 9 ; dilation angle (degrees)
set gm_Co = 0.6 ; grouted cohesion (MPa)

; set histories for evaluation
hist n=20 ndis 4.5 4.5
hist n=20 sdis 4.5 4.5
hist n=20 nstr 4.5 4.5
hist n=20 sstr 4.5 4.5

```