



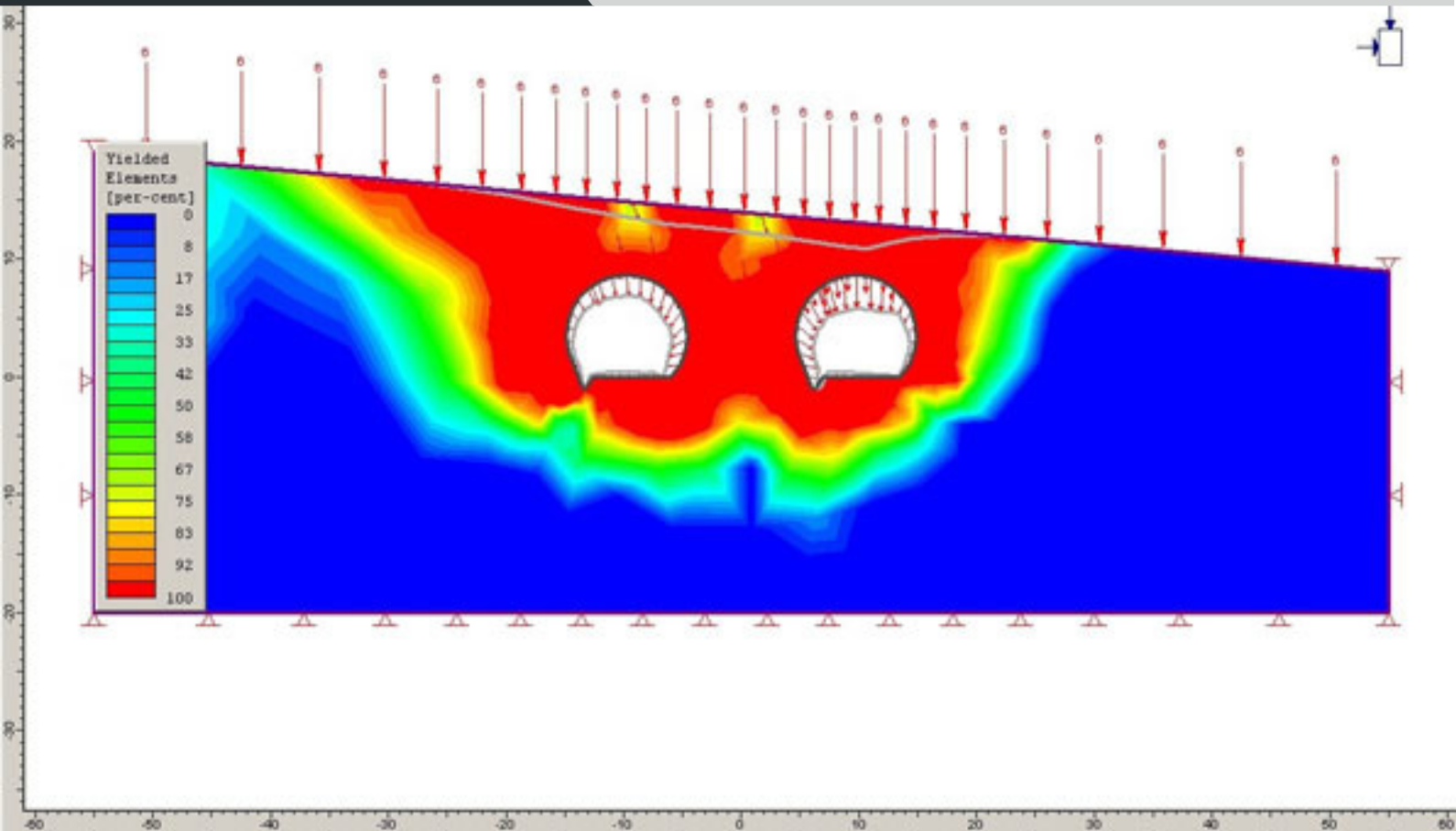
Statens vegvesen

# Modellering av tunnelsnitt for strekningen Ulven-Sinsen

RAPPORT

Teknologiavdelingen

Nr: 2444





**Statens vegvesen**

Vegdirektoratet  
Teknologiavdelingen

Postadr.: Postboks 8142 Dep  
0033 Oslo

Telefon: 22 07 35 00

www.vegvesen.no

## TEKNOLOGIRAPPORT nr. 2444

Tittel

**Modellering av tunnelsnitt for strekningen Ulven-Sinsen**

Utarbeidet av

Elisabeth Gundersen

Dato:

2006-01-17

Saksbehandler

Elisabeth Gundersen

Prosjektnr:

Kontrollert av

Elisabeth Gundersen

Antall sider og vedlegg:

10

### Sammendrag

Langs tunneltraseen mellom Ulven og Sinsen i Oslo er det avdekket strekninger med liten fjelloverdekning og årer med dårlig fjellkvalitet. For å få en bedre forståelse av spenninger og deformasjoner i og rundt tunnel løpene i disse områdene ble det utført numeriske simuleringer med programpakken Phase 2. Denne rapporten viser hvordan fjellet kollapser i et snitt der fjellkvaliteten er dårlig hvis det ikke sikres. Effekten av forinjisering og annen sikring som bolter og sprøytebetong er også behandlet.

### Summary

Emneord:

Phase 2 numeriske simuleringer Q-verdi deformasjoner

## **Innhold**

1. Innledning.....	2
2. Sikring av tunnel i oppsprukket fjell med liten fjelloverdekning.....	2
2.1 Forinjeksjon.....	6
Referanser.....	10

---

# Modellering av tunnelsnitt for strekningen Ulven-Sinsen

## onsdag, 18. januar 2006

### 1. Innledning

Langs den nye miljø tunnelen mellom Ulven og Sinsen i Oslo er det strekninger med liten fjelloverdekning og årer med dårlig fjellkvalitet. Som et supplement til de geotekniske / geologiske undersøkelsene har vi derfor simulert utvalgte tunnelsnitt. Numerisk simuleringssverktøy kan benyttes til å beregne aktuelle spenningstilstander og til å teste ut om valgte sikrings-installasjoner gir ønsket effekt, før tunnelen drives.

Når tunnelen drives vil det omkringliggende fjellet avlastes og deformeres. Den reversible deformasjonen skyldes en elastisk respons og er vanlig for sterke granittiske bergarter. For marine leirskifer som er typisk i Oslofeltet vil en ha både en elastisk og en plastisk respons. Den plastiske responsen er permanent og er et resultat av sprekker, svake soner, foliasjoner og lagdelinger i fjellet. Spesielt er dette typisk for fjell med leirefylte sprekker.

Den matematiske beskrivelsen av elastisk deformasjon er basert på Newtons 2. lov og en konstitutiv relasjon mellom stress og deformasjoner. Elastisk deformasjon av fjellet er vanlig så lenge spenningene er under en kritisk grense, gjerne kalt "yield stress" eller flytegrense. Når spenningene overstiger denne grenseverdien får vi en kombinasjon av elastisk og plastisk deformasjon. Likningene som beskriver disse prosessene er vektorbaserte differensiallikninger som egner seg godt for numeriske løsninger. Det er derfor utviklet mange numeriske programpakker basert på endelige elementmetoder som løser de nevnte spennings- og deformasjons-likningene. Phase2 (Phase2, 2001) er en slik pakke.

Input parametrene til den matematiske modellen er, for uten de elastiske konstantene  $E$  (Youngs moduls) og  $\nu$  (Poissons rate) geometriske data og randbetingelser. I tillegg kommer verdiene som benyttes i bruddkriteriene. Phase2 bruker to ulike bruddkriterier; Mohr-Coulomb og Hoek-Brown. I Phase2 kan man også legge til parametere som beskriver sprekkestet i fjellet og sikring av tunnelen, som ulike varianter av fjellbolter og sprøytebetong.

I denne rapporten er Phase2 benyttet for demonstrere hvordan fjellet vil kollapse der hvor fjellkvaliteten er dårlig hvis det ikke sikres. Effekten av forinjering og annen sikring er også behandlet.

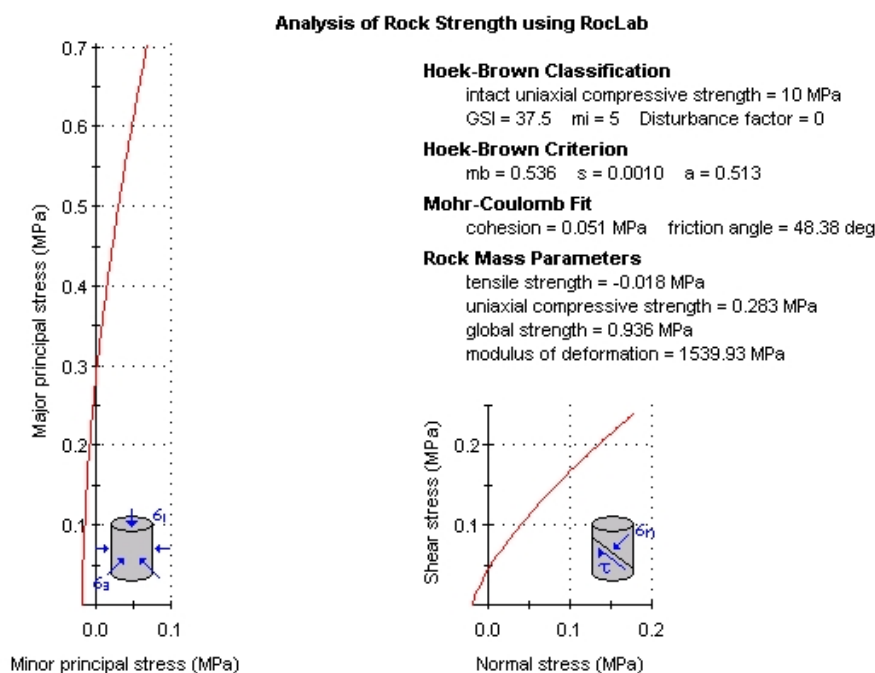
### 2. Sikring av tunnel i oppsprukket fjell med liten fjelloverdekning

Fjellkvaliteten i området er kartlagt gjennom flere kjerneborringer og resulterende  $Q$ -verdier. Borehull 1 som følger tunneltraseen, viser at det i området langs med Spireaveien, (179-250)m inn i profilet er registrert gjennomgående lave  $Q$ -verdier. De laveste verdiene ble beregnet i området fra (235-250)m inn i profilet. Den gjennomsnittlige  $Q$ -verdien for dette området er 0,7. Dette er også et område med til dels liten fjelloverdekning, ned mot 5 meter. Vi har derfor valgt å modellere dette snittet med Phase2 for å kunne si noe om spenningsforhold og sikring.

Det skal sprenges ut to tunneler av typen T12 (se Håndbok 021). Disse har en maksimalvidde på 12,5m og høyde på 8m. Det er 10m mellom tunnelene. I det valgte snittet heller fjelloverflaten slik at det er hhv 7m og 5m overdekning over tunnelene. Oppå fjellet ligger det en 30m tykk leirepakke. Området er tettbebygget.

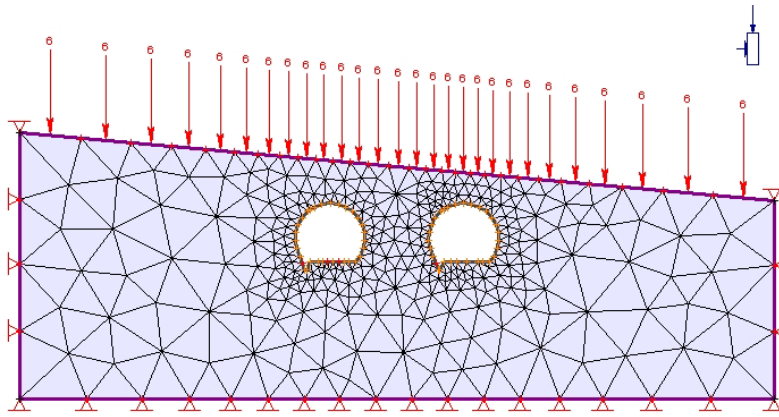
Etttersom vi her kun ønsker å se på det statiske styrkeforholdet i fjellet, ble leira modellert som en vertikal belastning. Vi har antatt at leira er 100% vannmettet og har en romvekt på 0,2MPa. Leirelasten blir da  $30\text{m} \cdot 0,2\text{MPa} = 6\text{MN/m}$ .

En Q-verdi på 0,7 tilsvarer en GSI-verdi på ca. 37. På bakgrunn av denne og en vurdering av den intakte kompresjonsstyrken til bergarten kan vi bruke programmet RocLab til å beregne de elastiske egenskapene til fjellet, se Figur 1.



**Figur 1** Analyse av fjellstyrken ved bruk av programmet RocLab

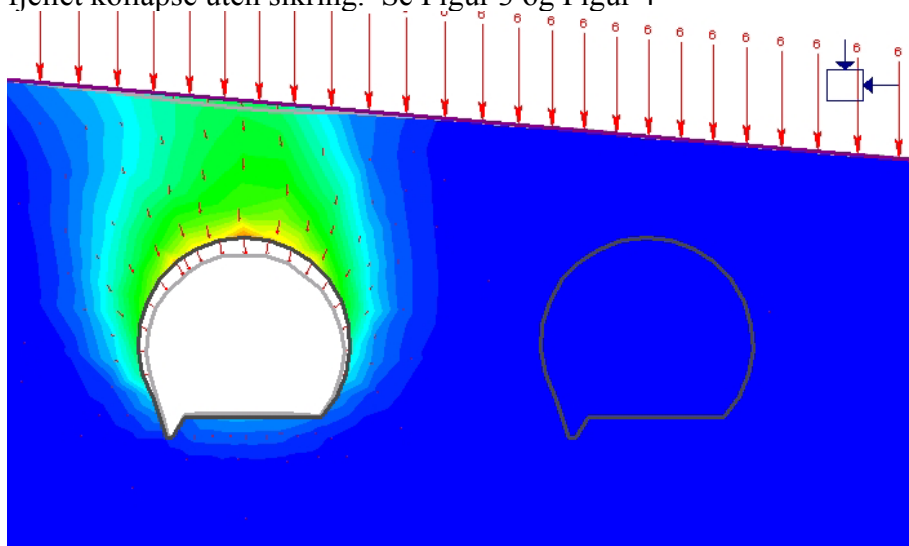
Vi har modellert in-situ spenningstilstanden i fjellet som et såkalt ”gravity field stress”. Dvs. at vertikalspenningen i hver node er gitt som vekten av den overliggende massen. Horisontalspenningen er satt til 1,2 ganger vertikalspenningen. På så grunne dyp i Norge er det vanlig at den horisontale spenningen er større enn den vertikale, se Håndbok nr. 2 (Engineering Geology and Rock Engineering, side 75). Et grovt grid som viser plasseringen av tunnelene er vist i Figur2.



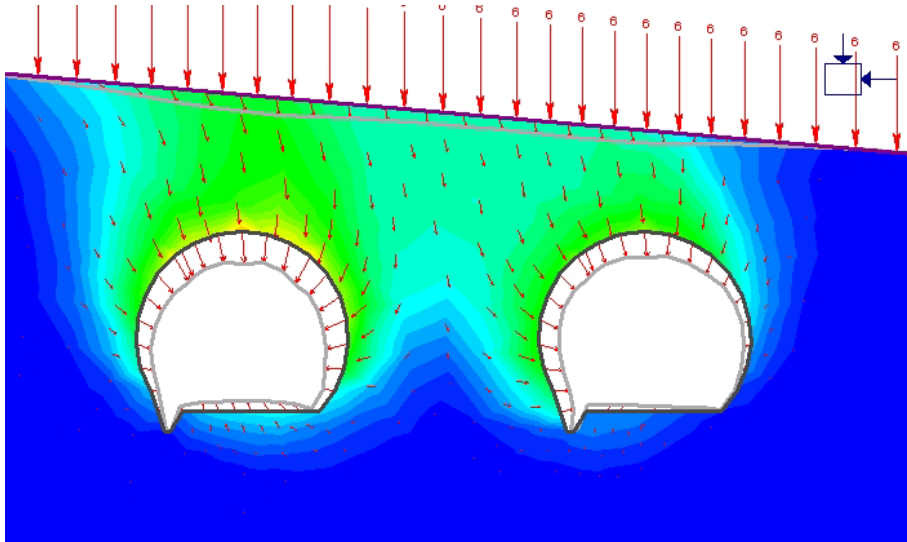
**Figur 2 Beregningsgrid**

Spenningsboksen øverst til venstre i Figur 2 viser in-situ spenningstilstand.

Den dårlige fjellkvaliteten i dette området skyldes at fjellet er oppsprukket og med glatte sprekker. Sprekkene varierer i lengde og størrelse slik at når tunnelen drives vil fjellet ha et sterkt innslag av plastisk oppførsel. Hvis vi antar en perfekt elastisk-plastisk oppførsel, vil fjellet kollapse uten sikring. Se Figur 3 og Figur 4



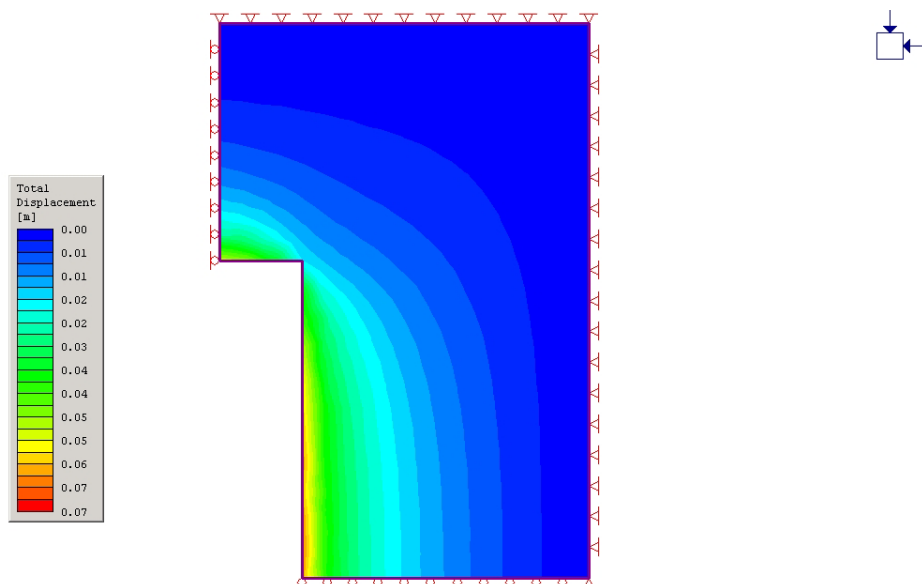
**Figur 3 Utsprengning av det første løpet**



**Figur 4** Utsprengning av det andre løpet.

Simuleringene gir så store deformasjoner at begge løpene vil kollapse uten sikring. Den elastisk-plastiske modellen viser at et større område rundt tunnelene vil nå en spenning over flytegrensen. Dvs. at tunnelene kolliderer på grunn av slipp langs gjennomgående diskontinuiteter.

Phase2 regner kun i 2 dimensjoner. For å se hvordan deformasjonene påvirker fjellet langsmed tunnelen har vi laget et aksesymmetrisk snitt rundt en halv tunnallengde. Det er vanlig å anta at fjellet deformeres i et område på omkring en halv tunneldiameter (her 6,25m) foran stoff og når sin maksimale verdi omtrent en og en halv diameter bak stoff, dette kommer frem av Figur 5. I denne modellen har vi antatt et sirkulært tunnelsnitt.



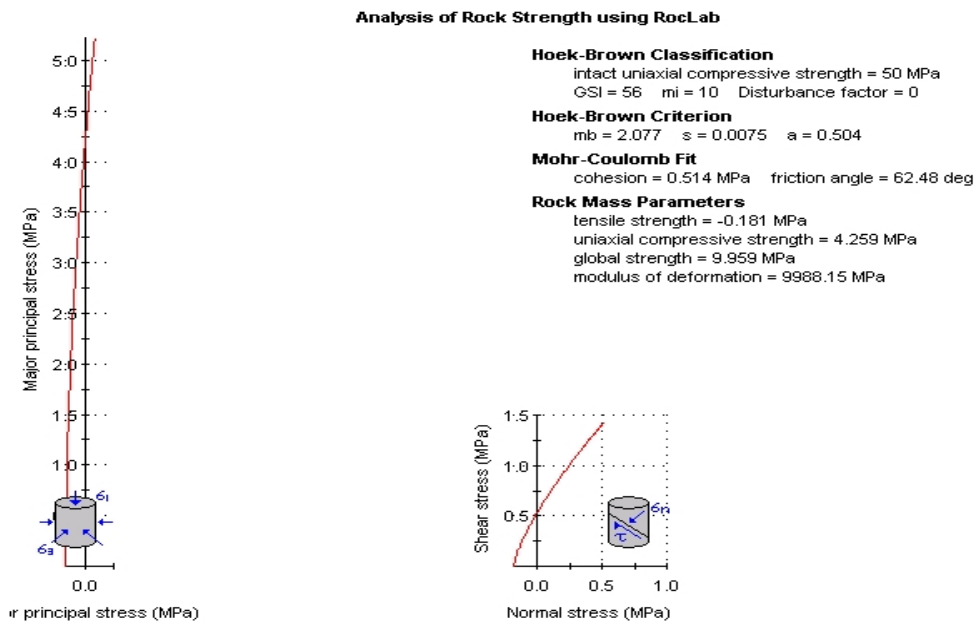
**Figur 5** Et aksesymmetrisk tverrsnitt av tunnelen. Vi ser hvordan tunnelen deformeres foran stoff og bakover. Modellen antar et sirkulært tunnelsnitt og at de horisontale spenningene er like.

Figur 5 viser gir et inntrykk av hvordan fjellet foran og langs med tunnelen blir påvirket av utgravningen. Vi har her antatt at fjellet reagerer momentant når tunnelen drives. Dvs. vi ser bort fra tidsavhengige effekter. Dette er en vanlig, og i de fleste tilfeller en rimelig antagelse.

## 2.1 Forinjeksjon

For å sikre mot innrasning i tunnelene og setninger på overflaten har vi sett på effekten av sprøytebetong, bolter og berginjeksjon. Ulike varianter der tunnelene sikres med bolter og sprøytebetong viser at dette har en god effekt, men er ikke tilstrekkelig for å oppnå ønsket sikkerhet, dvs. deformasjonene i tunnelveggene blir større enn en akseptabel grense. Det er ikke foretatt simuleringer med ”spiling” foran stuff. På grunn av tett bebyggelse over tunnelene er det satt strenge krav, både til innsynkning og til vannlekkasje inn i tunnelen. For å oppnå ønsket sikkerhet kan fjellkvaliteten bedres ved å injisere en tilpasset vann-sement blanding inn i fjellet foran stuff. En slik injeksjon kalles forinjeksjon og er beskrevet i bl.a. Publikasjon nr. 104. i serien Miljø- og samfunnstjenlige tunneler.

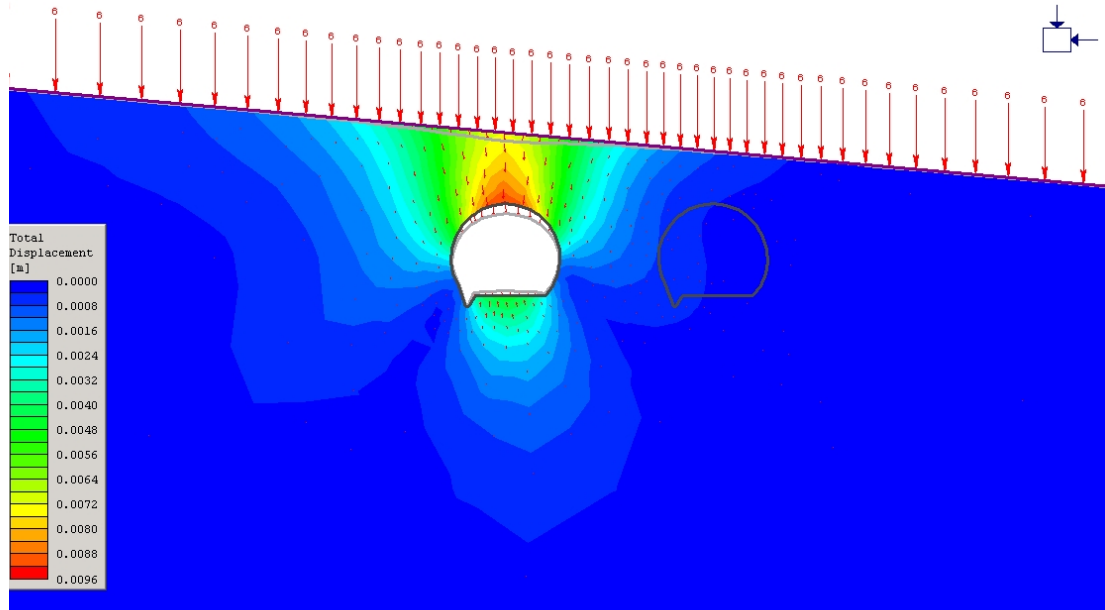
Når sprekker fylles med sement øker stabiliteten til fjellet og Q-verdien endres. Basert på formelen gitt i Publikasjon nr.104 kan vi anta at en systematisk forinjeksjon vil øke Q-verdien opp mot 10-15. En Q-verdi på 10 tilsvarer en GSI verdi på 65, vi vil også anta at den intakte kompresjonsstyrken til fjellet bedres. De nye verdiene til programmet er gitt i Figur 6.



**Figur 6** Elastiske parametere og bruddkriterier etter forinjeksjon av fjellet.

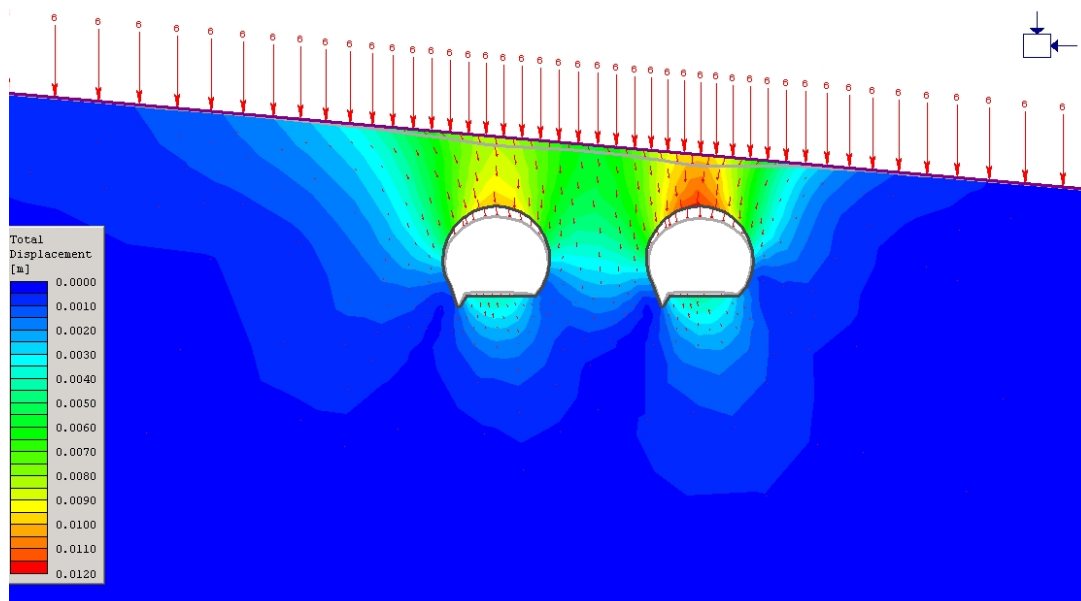
Figur 7 og 8 viser de totale deformasjonene etter forinjeksjon.





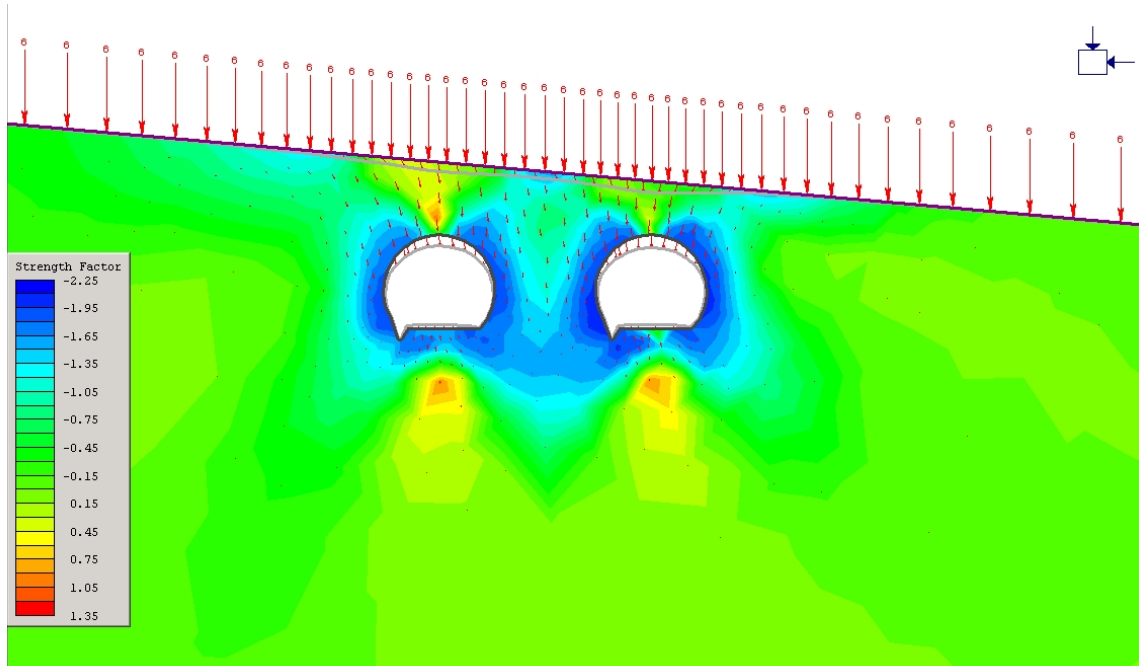
**Figur 7 Totaldeformasjon for et løp.**

Figur 7 viser at med forinjeksjon vil maksimal innsynkningen av det første løpet være på under 1 cm. De største deformasjonene er rett over tunnelen og noe oppressing av bunnen. Vi antar her at et og et løp drives. Dvs. det ene løpet sikres ferdig før det neste løpet starter. Totaldeformasjon av begge løpene er gitt i Figur 8.



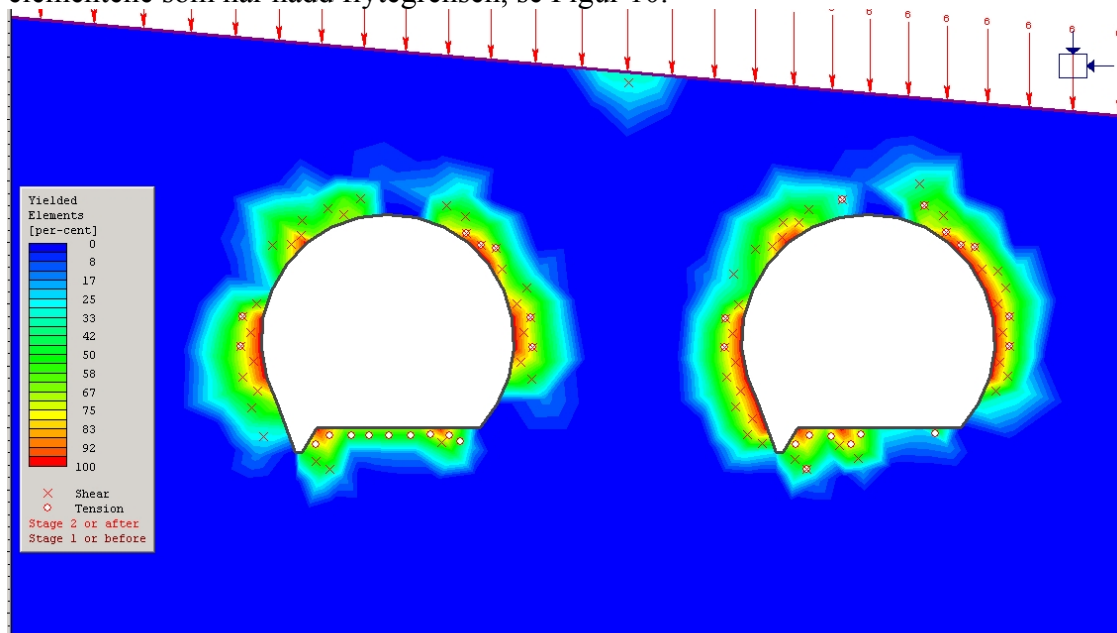
**Figur 8 Totaldeformasjon for begge løpene**

Den største deformasjonen får vi over tunnelen med minst fjelloverdekning. Her er den noe i overkant av 1 cm. Figur 9 viser "Strength Factor" (Styrke faktoren) eller forholdet mellom styrken til fjellmassen og induisert spenning i et gitt punkt.



**Figur 9 Strength Factor.**

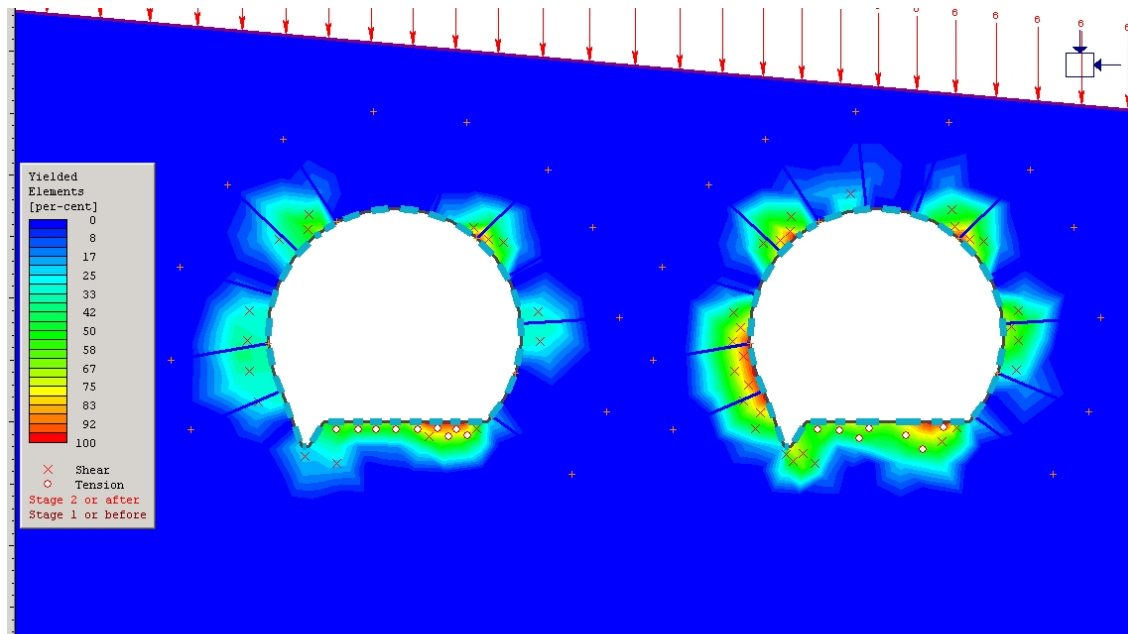
Figur 9 viser et større område rundt fjellet som er overstresset. I dette området er styrke faktoren mindre enn 1 og vil dermed kollapse hvis det ikke sikres. Det bør bemerkes at styrke faktoren er basert på ren elastisk deformasjon. Med en plastisk oppførsel kan ikke styrke faktoren bli mindre enn 1, bruddsonen i et plastisk materiale kan vises ved å se på de elementene som har nådd flytegrensen, se Figur 10.



**Figur 10 Elementene som har nådd den plastiske flytegrensen.**

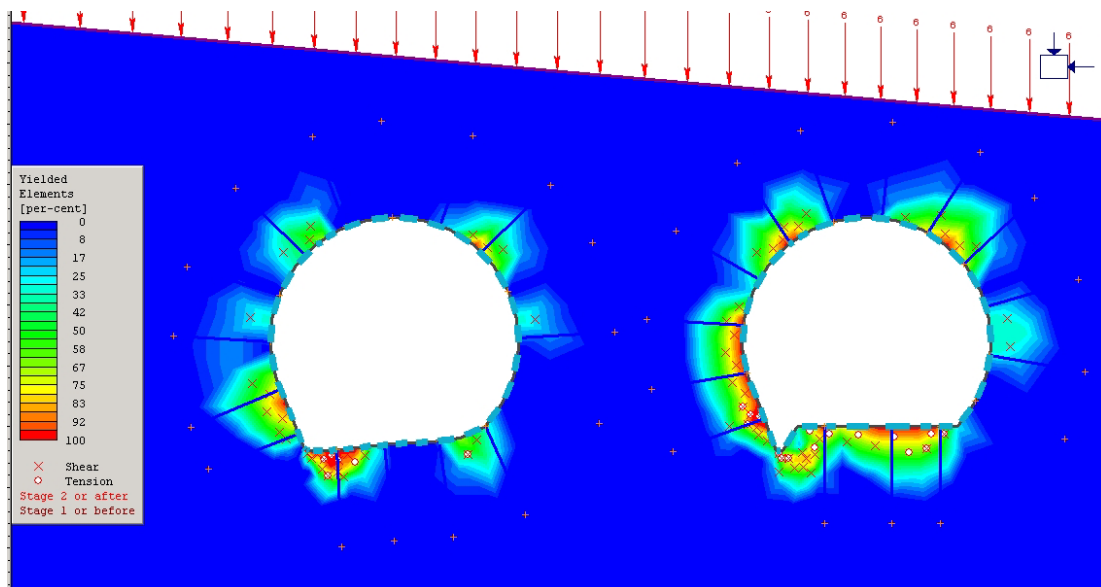
Figur 10 viser de områdene som har nådd flytegrensen enten i form av tensjon eller skjærspenning.

For å sikre fjellet har vi lagt på 10cm sprøytebetong og 4m endeforankrede bolter normalt på tunnelveggen. Det er 2m mellom boltene. Resultatet etter sikring er vist i Figur 11.



**Figur 11** Område som har nådd flytegrensen etter sikkring.

Figur 11 viser at antall elementer som når flytegrensen er redusert etter sikringen. Ved å bruke Phase2 kan vi prøve ut ulike variasjoner av bolter og tykkelse på sprøytebetongen. Fra Figur 11 ser vi en svakhetssone rett under tunnelene. Dette kan utbedres ved å avrunde tunnelsålen. I Figur 12 er tunnelen til venstre avrundet i sålen. Her har vi også lagt inn bolter.



**Figur 12** Variasjon av tunnelbunn

Figur 12 viser at formen på tunnelen påvirker deformasjonene. I dette tilfellet ble den totale deformasjonen på rundt 1cm i toppen av det venstre løpet og ca 8mm i toppen av det høyre. Et resultat vi kan akseptere.

## **Referanser**

Phase2, 2001, 2D finite element program for calculating stresses and estimating support around underground excavations, Rocscience, Geomechanics Software Solutions

Publikasjon nr.104 i serien Miljø og samfunnstjenlige tunneler. Berginjeksjon i praksis, Vegdirektoratet, Statens Vegvesen.





**Statens vegvesen**

Statens vegvesen Vegdirektoratet  
Postboks 8142 Dep  
N - 0033 Oslo

Tlf. (47) 22 07 35 00  
E-post: [publvd@vegvesen.no](mailto:publvd@vegvesen.no)

ISSN 1504-5005