

# Rv. 70 Oppdølsstranda. Analyse av stabilitetsproblemer knyttet til høye anisotrope spenninger

**Elisabeth Stormyr**

Geofag og petroleumsteknologi  
Innlevert: Juni 2012  
Hovedveileder: Krishna Kanta Panthi, IGB

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for geologi og bergteknikk







Your ref.: MS/N07T12/IGB/ESKP

Date: 11.01.2012

TGB4930-INGGEOL/BERGMEK-MSc thesis

for

Eng. geo. student Elisabeth Stormyr

## EVALUATION ON POSSIBLE STRESS INDUCED INSTABILITY AT OPPDØLSTRAND TUNNEL

### Background

The existing stretch of the highway Rv 70 between Sunndalsøra and Oppdøl is prone to rock falls during rain and snow fall period. As a result of rock falls a number of serious accidents took place in the past along this road stretch. Hence, there have been discussions to introduce a long road tunnel between Sunndalsøra and Oppdøl to improve the safety standard of this road. After series of studies carried by Norwegian Road Administration a decision was made in 2010 to start the construction of Oppdølstrand tunnel.

The construction activities started in the summer 2011 and it is estimated that this tunnel will come in operation in the summer 2014. The Oppdølstrand tunnel is approximately 7.5 km long and corresponds to the Norwegian standard tunnel class T9.5. The tunnel has two lanes with a total carriage way of 7m. The tunnel passes through steep topography and will run through high overburden (exceeding 500 meters) in some location. Therefore, it is expected that stress an-isotropy will be a major challenge (concern) regarding tunnel stability.

In this respect, Norwegian Road Administration is interested to engage a student in carrying MSc study on this tunnel. More importantly, the candidate has possibility to visit the project any time as per the need and the Road Administration has assured to provide needed instrumentation, measured and mapped data related to the tunnels for this work and necessary help required to the candidate.

### MSc Project task

This MSc thesis work is related to the evaluation of possible stress induced instability at Oppdølstrand tunnel. Study on in-situ stress and topographic effect on the stress magnitude will be of main focus, and shall include:

- Brief description of the tunnel project, selected tunnel alignment, engineering geological conditions along the alignment etc.
- Brief review on engineering geological investigations and field measurements carried at planning.
- Theoretical review on the stress induced instability (rock burst and spalling), present instability cases of the similar road tunnels constructed in the past and review on the rock support strategy that was adopted to address problems associated to high stresses (rock spalling/rock burst).
- Analysis on the possible stress induced instability along this tunnel using analytical, empirical and numerical methods.
- Discuss on the appropriate rock support strategy that should be adopted to avoid possible rock burst events and accidents.

## Relevant computer software packages

Candidate shall use *roc-science package* and other relevant computer software for the master study.

## Background information for the study

- Relevant information about the project such as reports, maps, information and data will be provided by **Statens Vegvesen**.
- Field mapping and data collection carried out by the candidate while visiting to project site.
- Scientific papers, reports and books in Norwegian tunnelling.
- Literatures in rock engineering, rock support principles and rock mechanics.

## Cooperating partner

**The Norwegian Road Administration (Statens Vegvesen)** is the cooperating partner. The contact person at the Statens Vegvesen is Mr. Halgeir Dalhe or as suggested by him.

The project work is to start on January 16, 2012 and to be completed by June 15, 2012.

The Norwegian University of Science and Technology (NTNU)  
Department of Geology and Mineral Resources Engineering

December 11, 2012



Dr. Krishna K. Panthi

Associate Professor of geological engineering, main supervisor

## Sammendrag

Som rassikring langs den svært rasutsatte strekningen av Rv. 70 langs Oppdølsstranda ved Sunndalsøra i Møre og Romsdal skal det bygges en 7,5 km lang vegtunnel. Tunnelen drives gjennom et området med bratt topografi og overdekningen langs deler av tunnelstrekningen vil overstige 500 m. Det er forventet at stabilitetsproblemer kan oppstå i tunnelen på grunn av den steile topografien og høye overdekningen. I denne masteroppgaven er det utført analyser for å vurdere muligheten for bergtrykksproblemer.

I løpet av våren 2012 har det i tunnelen blitt utført spenningsmålinger i form av overboring. Målingene viser at det forekommer en betydelig tektonisk spenningskomponent for horisontalspenningene i området og at spenningene er sterkt påvirket av topografien. Største hovedspenning er orientert parallelt fjorden og tunnelens lengderetning. Mellomste og minste hovedspenning er orientert hhv. parallelt og vinkelrett i forhold til topografien.

Med utgangspunkt i spenningsdata og bergartens mekaniske egenskaper målt i laboratoriet er det utført ulike analyser for å vurdere muligheten for bergtrykksproblemer. Spenningene ved utvalgte profiler er bestemt ved beregninger og numerisk analyse. Videre er bergtrykksproblemer vurdert ved hjelp av modeller for sammenligning av bergartens styrkeegenskaper og spenningsnivå rundt tunnelen.

Analysene viser at det kan forventes svært høye spenninger langs en strekning av tunnelen hvor overdekningen kommer opp mot 575 m. Det er i dette området forventet at det vil oppstå moderate stabilitetsproblemer som følge av de høye spenningene. Problemene vil trolig forekomme i form av sprak og avskalling i heng og vederlag som vender ut mot fjorden. Noe økt oppknusing kan i tillegg forekomme i overgang mellom indre vegg og såle, men antas ikke å utgjøre vesentlige problemer med tanke på stabilitet.

Som sikringsmetode ved bergtrykksproblemer er det anbefalt å raskt påføre stålfiberarmert sprøytebetong i minimum 10 – 15 cm tykkelse. Endeforankrede bolter installeres så utenpå sprøytebetongen. Denne sikringsmetoden er i henhold til krav gitt av Statens vegvesen og har gitt gode resultater for lignende prosjekter tidligere.



## Abstract

A 7,5 km long road tunnel is being built along Rv.70 Oppdølsstranda near Sunndalsøra in Møre & Romsdal. The tunnel is an effort to reduce the risk of rock fall along the highway. The tunnel follows a steep mountain side along the fjord and sections of the tunnel will have overburden exceeding 500 m. Stability problems are expected due to the overburden and the steep topography. The present work includes analyses to evaluate possible stability problems due to high stresses in the rock.

Stress measurements have been carried out in the tunnel during spring 2012. The results show that there exist typical valley side stresses along the fjord. The measurements also reveal a significant tectonic stress component to the horizontal stresses in the area. Maximum principal stress is oriented parallel to the fjord and tunnel axis. Intermediate and minimum principal stresses are oriented parallel and perpendicular to the topography respectively.

Based on the stress data and the mechanical properties of the rock as measured in the laboratory, a series of analyses have been carried out to assess the possibility of rock burst problems. Stresses at selected parts of the tunnel have been determined by calculations and numerical analysis. Furthermore, rock pressure problems have been evaluated using models for comparison between rock strength properties and stress levels around the tunnel.

The analysis show that high stresses can be expected in a section of the tunnel where the overburden reaches 575 m, and that moderate stability problems may occur in this part of the tunnel. The stability problems will likely arise in the form of popping sounds and spalling in the rock. The spalling will occur in the roof and upper part of the wall facing out towards the fjord. Somewhat higher degree of cracking may also occur in the transition between the inner wall and sole of the tunnel, but this is not believed to pose significant problems in terms of stability.

As rock support in high-stress conditions, it is recommended to apply a layer of steel fiber reinforced shotcrete, minimum thickness 10 – 15 cm. End anchored bolts are then installed after applying shotcrete. This support strategy is in accordance with the requirements of the Public Roads Administration (SVV) and has produced good results for similar projects.



## Forord

Denne masteroppgaven er skrevet ved Institutt for geologi og bergteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, NTNU. Arbeidet med oppgaven har pågått våren 2012.

Hovedveileder for oppgaven er Krishna K. Panthi, førsteamanuensis ved Institutt for geologi og bergteknikk. Tusen takk for nyttige tips, god støtte og veiledning underveis i semesteret.

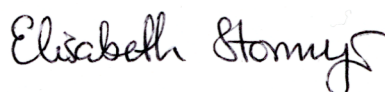
Oppgaven er utført i samarbeid med Statens vegvesen med Halgeir Dahle og Audun Andersen som kontaktpersoner. Takk til Halgeir Dahle for å ha gjort det mulig å skrive masteroppgave om Oppdølsstranda og for nyttige tips underveis i arbeidet. Audun Andersen har vært kontaktperson ved anlegget i Sunndalsøra og jeg vil rette en stor takk til han for god informasjon om prosjektet underveis, for å ha fraktet et ukjent antall kilo kjerneprøver opp til Trondheim og for god mottakelse ved besøket mitt på anlegget. I den forbindelse rettes også en takk til de andre ved prosjektkontoret i Sunndalsøra.

Takk til Daniel Ask og Rickard Sundström fra Pöyry SwedPower for mange hyggelige dager i tunnelen ved Oppdølsstranda og for at jeg fikk prøve meg som assistent under kjerneboring og spenningsmålinger.

Det rettes også en takk til Gunnar Vistnes ved Ingeniørgeologisk laboratorium for god veiledning under arbeidet i laboratoriet, og til stipendiat Kristian Drivenes for utføring av XRD-analyser.

Sist men ikke minst, takk til den flotte gjengen på lesesalen som har gjort hverdagen i kjelleren i bergbygget til fin tid.

Trondheim, 14. juni 2012



---

Elisabeth Stormyr





# Innholdsliste

Sammendrag .....	I
Abstract.....	III
Forord.....	IV
Kapittel 1 Introduksjon.....	1
1.1 Bakgrunn .....	1
1.2 Formål og fremgangsmåte .....	1
Kapittel 2 Oppdølsstranda.....	3
2.1 Prosjektbeskrivelse.....	3
2.2 Skredproblematikk .....	4
2.3 Regionalgeologi .....	6
2.4 Utførte forundersøkelser.....	8
2.5 Geologi langs tunneltrasé.....	9
2.5.1 Bergmasse.....	9
2.5.2 Løsmasser.....	12
2.6 Ingeniørgeologisk vurdering .....	13
2.7 Erfarte forhold .....	14
2.8 Sikringsprosedyre .....	15
Kapittel 3 Laboratorieundersøkelser.....	17
3.1 Metode.....	17
3.1.1 Lydhastighet.....	17
3.1.2 Elastisitetsegenskaper.....	17
3.1.3 Enakset trykkfasthet, UCS.....	18
3.1.4 Punktlasttest.....	18
3.1.5 Brazilianertest .....	19
3.1.6 Tilt-test.....	20
3.1.7 Røntgendiffraksjon (XRD).....	20
3.2 Resultater .....	21
Kapittel 4 Spenninger i fjell.....	23
4.1 In-situ spenninger .....	23
4.1.1 Topografiske spenninger.....	24
4.1.2 Tektoniske spenninger .....	24
4.1.3 Residualspenninger .....	25
4.1.4 Strukturbetingede spenninger.....	25
4.1.5 De horisontale og vertikale spenningskomponentene .....	26
4.2 Spenninger i dalsider .....	29
4.3 Induserte spenninger .....	30
4.3.1 Spenninger rundt sirkulære åpninger.....	30
4.3.2 Spenninger rundt ikke-sirkulære åpninger.....	34
4.3.3 Innflytelse av bergmassens deformasjonsegenskaper.....	37
Kapittel 5 Bergtrykk og stabilitet .....	39
5.1 Bergtrykksproblemer .....	39

5.1.1	<i>Bergtrykkets uttrykksform</i> .....	40
5.1.2	<i>Klassifisering av bergslagsaktivitet</i> .....	45
5.2	Erfaringer fra norske fjellanlegg .....	46
5.2.1	<i>Heggurtunnelen</i> .....	46
5.2.2	<i>Lærdalstunnelen</i> .....	48
5.3	Sikringsmetoder ved høyt bergtrykk.....	49
Kapittel 6	Spenningsmålinger .....	51
6.1	Metode.....	51
6.2	Resultater .....	54
Kapittel 7	Spenningsanalyser .....	57
7.1	Beregning av spenninger langs trase og ved utvalgte profiler .....	57
7.2	Numerisk analyse .....	60
7.2.1	<i>Endelig element-metoden (Finite element method - FEM)</i> .....	60
7.2.2	<i>Modell og inngangsparametere</i> .....	61
7.3	Empirisk analyse.....	65
7.3.1	<i>Tommelfingerregel for bergslagsvurdering</i> .....	65
7.3.2	<i>Bergslagsindeks</i> .....	66
7.3.3	<i>Q-systemet og Stress Reduction Factor (SRF)</i> .....	68
7.4	Resultater av spenningsanalyser .....	70
7.4.1	<i>Beregning av de tektoniske spenningskomponentene</i> .....	70
7.4.2	<i>Spenninger langs tunneltraseen</i> .....	70
7.4.3	<i>Spenninger ved utvalgte profiler</i> .....	71
7.4.4	<i>Resultater av numerisk analyse</i> .....	72
7.4.5	<i>Empirisk analyse av tunnelen plassering i fjellsiden</i> .....	76
7.4.6	<i>Bergslagsindeks</i> .....	78
7.4.7	<i>Forhold mellom spenninger og bergartens trykkfasthet</i> .....	79
Kapittel 8	Diskusjon .....	81
8.1	Geologi.....	81
8.2	Laboratorieundersøkelser .....	81
8.3	Spenningsmålinger og resulterende spenningsfelt .....	82
8.4	Numerisk analyse .....	83
8.5	Prediksjon av bergtrykksproblemer .....	83
8.5.1	<i>Utførte analyser</i> .....	84
8.5.2	<i>Profil 3050 – prognose versus erfaringer</i> .....	84
8.5.3	<i>Profil 5350 - prediksjoner</i> .....	85
8.5.4	<i>Vurdering av analysemetodene</i> .....	86
8.6	Anbefalt sikringsmetode.....	86
Kapittel 9	Konklusjoner .....	89
Kapittel 10	Videre arbeid.....	91
Referanser	.....	93
Vedlegg	.....	A-1

## Figurliste

Figur 2-1: Oversiktskart over tunneltrasé .....	3
Figur 2-2: Oversiktsbilde over rv. 70 Oppdølsstranda .....	5
Figur 2-3: Den vestre gneisregionen .....	7
Figur 2-4: Lengdesnitt av seismikklinje ved nordre påhugg.....	8
Figur 2-5: Berggrunnskart over området.....	10
Figur 2-6: Viktigste strukturer langs trasé.....	11
Figur 2-7: Forenklet lengdeprofil av tunnelen .....	11
Figur 2-8: Løsmassekart .....	12
Figur 2-9: Løsmassemektinghet.....	13
Figur 2-10: Antatt fordeling av bergmasseklasser. ....	14
Figur 3-1: Prinsipp for XRD-analyse .....	20
Figur 3-2: Bruddflate etter punktlasttesting.....	22
Figur 4-1: Kart som viser horisontalspenninger i Skandinavia .....	27
Figur 4-2: Horisontalspenningenes orientering og størrelse i Norge .....	28
Figur 4-3: Variasjon i k-faktoren som funksjon av dybde under overflaten .....	29
Figur 4-4: Spenningenes orientering i fjellsider .....	30
Figur 4-5: Omlagring av spenninger rundt bergrom med sirkulært tverrsnitt. ....	31
Figur 4-6: Tangential- og radialspenninger.....	32
Figur 4-7: Fordeling av tangentialspenninger rundt en sirkulær åpning.....	33
Figur 4-8: Spenningsfordeling rundt sirkulær åpning ved $\sigma_1/\sigma_3 = 1$ .....	34
Figur 4-9: Tangentialspenninger som funksjon av avstand .....	34
Figur 4-10: Elliptisk åpning .....	35
Figur 4-11: Tangentialspenningen rundt overflaten av en kvadratisk åpning .....	36
Figur 4-12: Formfaktorer for beregning av tangentialspenninger.....	37
Figur 4-13: Tangentialspenninger som funksjon av deformasjonsevne.....	37
Figur 5-1: Illustrasjon av bergslag og avskalling.....	40
Figur 5-2: Variasjon i spenningsnivå ved passering av svakhetssone .....	42
Figur 5-3: Spenningsnivå ved ulik plassering av anlegg i dalside.....	42
Figur 5-4: Bergtrykkproblemets plassering i profilet.....	43
Figur 5-5: Kjøldannelse i vederlag.....	44
Figur 5-6: Illustrasjon av omfang av avskaling i tunneloverflate.....	45
Figur 5-7: Sikringsprosedyre ved høy bergslagsaktivitet .....	47
Figur 5-8: Heggurtunnelen. Alternativt tverrsnitt og sikringstiltak .....	47
Figur 6-1: Borre-cellen.....	52
Figur 6-2: Installasjons- og måleprosedyre for overboring med <i>Borre</i> -cellen.....	52
Figur 6-3: Streklappenes plassering i borhullet.....	53
Figur 6-4: Borplass for spenningsmålinger .....	54
Figur 6-5: Fremstilling av retning og størrelse på hovedspenningene.....	55
Figur 6-6: Overborede kjerner fra Oppdølsstranda .....	56
Figur 7-1: Overdekning langs tunneltrasé .....	58
Figur 7-2: Oversiktskart med høydeprofiler markert.....	58

Figur 7-3: Høydeprofil vinkelrett på tunnelen ved profilnummer 3050.....	59
Figur 7-4: Høydeprofil vinkelrett på tunnelen ved profilnummer 5350.....	59
Figur 7-5: Numerisk modell av fjellside ved profil 3050.....	62
Figur 7-6: Numerisk modell av fjellside ved profil 5350.....	62
Figur 7-7: Numerisk modell av tunnelverrsnitt.....	64
Figur 7-8: Sammenheng mellom bergtrykksproblemer og topografiske forhold.....	65
Figur 7-9: Hyppighetskurve som viser anleggenes plassering i dalsiden.....	66
Figur 7-10: Diagram for bergslagsaktivitet.....	67
Figur 7-11: Variasjon av bergartens punktlaststyrke som funksjon av vannmetning.....	68
Figur 7-12: Bergslag som funksjon av tangentialspenning og enakset trykkfasthet.....	69
Figur 7-13: Bergslag som funksjon av største hovedspenning og enakset trykkfasthet.	70
Figur 7-14: Spenninger langs trasé.....	71
Figur 7-15: Spenningsfelt i fjellside ved profil 3050.....	73
Figur 7-16: Spenningsfelt i fjellside ved profil 5350.....	73
Figur 7-17: Største hovedspenning rundt tunnelen ved profil 3050.....	74
Figur 7-18: Største hovedspenning rundt tunnelen ved profil 5350.....	74
Figur 7-19: Spenning som funksjon av avstand fra tunnel. Profil 3050.....	75
Figur 7-20: Spenning som funksjon av avstand fra tunnel. Profil 5350.....	75
Figur 7-21: Høyde og vinkel opp til fjelltopp ved profil 3050.....	76
Figur 7-22: Høyde og vinkel opp til fjelltopp ved profil 5350.....	77
Figur 7-23: Bergslagsindeks ved Oppdølsstranda.....	79
Figur 7-24: Bergslag som funksjon av største hovedspenning og trykkfasthet.....	80
Figur 7-25: Bergslag som funksjon av tangentialspenning og trykkfasthet.....	80
Figur 8-1: Sammenligning av antatt og erfart fordeling av bergmasseklasser.....	81

## Tabelliste

Tabell 2-1: Registrert skadekonsekvens (2000 - 2009).....	5
Tabell 2-2: Større steinsprang i perioden 2008 – 2012 .....	6
Tabell 2-3: Registrerte sprekkesystemer langs tunneltrasé .....	10
Tabell 2-4: Antatt fordeling av bergmasseklasser langs tunnelen .....	14
Tabell 2-5: Kartlagt Q-verdi.....	15
Tabell 3-1: Sammenstilling av resultater fra laboratorieundersøkelser .....	21
Tabell 3-2: Resultat av XRD-analyse .....	22
Tabell 5-1: Klassifisering av bergslagsaktivitet .....	45
Tabell 6-1: Hovedspenningenes størrelse og retning .....	55
Tabell 6-2: Horisontal- og vertikalspenninger .....	55
Tabell 7-1: Inngangsparametere for spenningsfelt i fjellside.....	63
Tabell 7-2: Bergartsparemetere for numerisk analyse.....	63
Tabell 7-3: Grenseverdier for bestemmelse av bergslagsaktivitet.....	67
Tabell 7-4: Klassifisering i henhold til Q-systemet og SRF.....	69
Tabell 7-5: Tektoniske spenningskomponenter.....	70
Tabell 7-6: Beregnede spenninger ved profil 3050 og 5350.....	71
Tabell 7-7: Beregning av tangentialspenninger i heng og vegger.....	72
Tabell 7-8: Spenninger rundt tunnel ved profil 3050.....	72
Tabell 7-9: Spenninger rundt tunnel ved profil 5350.....	72
Tabell 7-10: Beregnede tangentialspenninger .....	78
Tabell 7-11: Beregnet bergslagsindeks, <i>RBI</i> .....	78
Tabell 7-12: Beregnede forhold mellom spenninger og enakset trykkfasthet.....	79
Tabell 8-1: Oppsummering av resultater fra spenningsanalysene.....	84



## Kapittel 1 Introduksjon

I kapitlet gis en forklaring av bakgrunnen for formulering av masteroppgaven, hva målet med oppgaven har vært og hvordan arbeidet er utført.

### 1.1 Bakgrunn

Rv. 70 langs Oppdølsstranda har lenge vært en av de mest rasutsatte vegstrekningene i landet og det har forekommet flere alvorlige skredhendelser der de siste årene. Som sikringstiltak skal det bygges en lang fjelltunnel mellom Sunndalsøra og Modalen. Tunnelen får en total lengde på ca. 7,5 km og drives med standard tunneltverrsnitt T9,5. Tunnelen passerer gjennom et område med svært steil topografi og overdekningen langs traseen er stedvis svært høy. Det er forventet at anisotrope høye spenninger vil være en viktig problemstilling vedrørende stabiliteten i tunnelen.

Det drives mange tunneler i fjord- og dalsider i Norge og spenningsproblematikk er en viktig problemstilling ved mange tunnelprosjekter. Kunnskap om in-situ spenningsforhold på stedet er viktig for vurdering av bergtrykksproblemer. Ved Oppdølsstranda er det planlagt gjennomføring av spenningsmålinger i løpet av driveperioden og en vil dermed få tilgang til nøyaktig informasjon om spenningsforholdene på stedet. Dette er en gylden mulighet til å gjennomføre analyser for vurdering av bergtrykksproblemer og sammenligne resultatene med forholdene erfart under driving av tunnelen.

### 1.2 Formål og fremgangsmåte

Formålet med oppgaven er å gjennomføre en studie av in-situ spenningsforhold og hvordan topografien påvirker spenningene. Oppgaven vil gi en teoretisk gjennomgang av spenninger i fjell og hvilke problemer som kan oppstå ved høye spenninger. Erfaringer fra tidligere tunneler hvor spenningsproblemer har oppstått under lignende forhold vil bli gjennomgått med fokus på bergtrykksproblemenes art og anvendt sikringsmetode. Ved hjelp av tilgjengelig data vil det gjennomføres analyser for å vurdere muligheten for bergtrykksproblemer i tunnelen. I tillegg vil passende sikringstiltak for å unngå mulige spenningsproblemer og ulykker diskuteres.

Arbeidet med masteroppgaven er gjennomført som et litteraturstudie av teori omhandlende spenninger, bergtrykksproblemer og tidligere erfaringer fra norske vegtunneler. Spenningsforholdene ved prosjektet er analysert ved hjelp av empiriske, analytiske og numeriske metoder. En vurdering av mulige spenningsproblemer og anbefalte sikringsmetoder er gitt med utgangspunkt i gjennomgått teori og utførte analyser.

Det er foretatt et besøk ved anlegget i slutten av februar i forbindelse med at det ble utført spenningsmålinger i tunnelen. I tillegg til å få et innblikk i prosessen rundt spenningsmålinger ble det gitt en grundig presentasjon av prosjektet, samt mulighet til å selv erfare de ingeniørgeologiske forholdene i tunnelen.

Laboratorieundersøkelser er utført ved Bergmekanikklaboratoriet ved NTNU. Prøvematerialet er kjerneprøver boret ut i forbindelse med spenningsmålingene.



## Kapittel 2 Oppdølsstranda

Kapittelet inneholder beskrivelse av prosjektet og en historisk oversikt over skredproblematikk i området. Det gis en presentasjon av de regionalgeologiske forhold for å sette prosjektets geologi i en større sammenheng. Forundersøkelser, geologi langs trasé og ingeniørgeologiske vurderinger gjennomgås. Avslutningsvis i kapittelet presenteres de geologiske forholdene som er erfart under driving og hvilke sikringsprosedyrer som er anvendt.

### 2.1 Prosjektbeskrivelse

Rv. 70 mellom Sunndalsøra og Oppdøl er en vegstrekning som lenge har vært svært utsatt for skred og steinsprang. Vegstrekningen er vurdert til å være den desidert mest rasutsatte strekningen i Midt-Norge og har fått høyeste prioritet i rassikringsplanen for region midt (Statens vegvesen, 2008). Som rassikring skal det bygges ny tunnel på strekningen. Arbeidet ble påbegynt sommeren 2011 og er antatt å være ferdig sommeren 2014 (Statens vegvesen, 2011a).



**Figur 2-1: Oversiktskart over tunneltrasé (Statens kartverk).**

Den nye vegstrekningen har en total lengde på 9 km, hvorav tunnelen utgjør 7,5 km. Tunnelen drives fra Sunndalsøra i sør til Modalen i nord (Figur 2-1). Tunnelen drives med tverrsnitt T9,5 og et fall på ca. 2,0 % fra nord mot sør. Det vil i tillegg drives et

tverrslag på ca. 400 meter i Sandvika. Tverrslaget muliggjør drift fra fire stuffer; en på stigning fra Sunndalsøra mot nord, en på synk fra Modalen mot sør og en i hver sin retning mot Sunndalsøra og Modalen fra tverrslaget i Sandvika (Gjelsten, 2010; Statens vegvesen, 2010a, 2011a). Detaljert ingeniørgeologisk kart over tunneltraseen er gitt i vedlegg A.

### 2.2 Skredproblematikk

Kystområdene i Vest-Norge er spesielt utsatt for fjellskred som følge av landhevingen som har forekommet etter siste istid og erosjon fra isbreene. Denne prosessen har ført til svært bratte fjord- og dalsider. Så lenge isen lå i fjordene og dalene fungerte den som en støtte for disse fjellsidene. Etter at isen forsvant har mange fjellsider blitt ustabile. I fjellsider som er brattere enn 40 – 45° forekommer ofte steinsprang. Slike rasområder kjennetegnes gjerne ved at steinblokkene er separert fra in-situ bergmasse av steile sprekker som er parallelle med fjelloverflaten (Braathen, Blikra, Berg, & Karlsen, 2004).

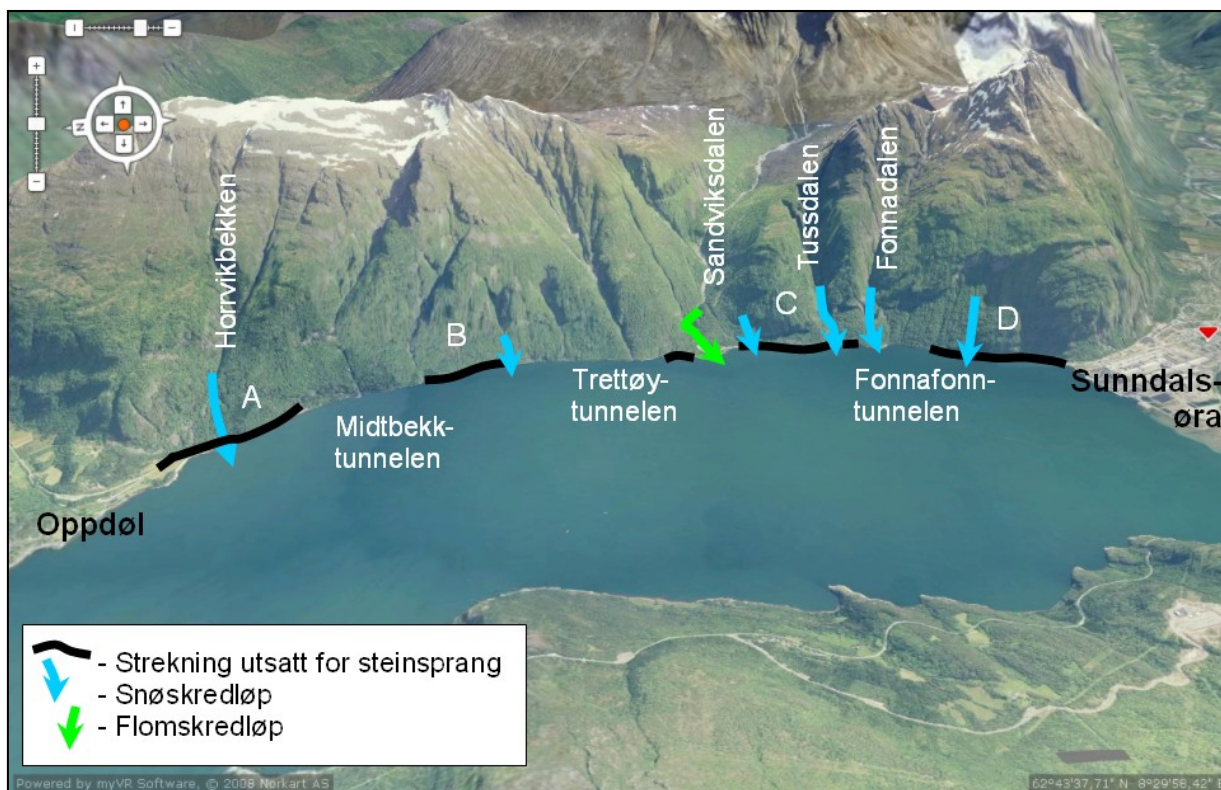
Mekanismer som kan føre til utløsning av skred inkluderer frysing/tining, regn- og snøsmelting og temperaturvariasjoner. Prosessen med frysing og tining av vann på sprekker kan gi både frostsprengning og økt poretrykk ved at ispropper blokkerer regn- og smeltevann på sprekkeflatene. Økt poretrykk kommer også av regn- og snøsmelting. Store temperatursvingninger kan også ha betydning for stabiliteten til fjellsider på grunn av termisk utvidelse av bergarten. Denne effekten er økende med høyere kvartsinnhold i bergarten (Humstad, 2009).

Vegen mellom Sunndalsøra og Oppdøl ble bygget på 1920-tallet og har helt siden den gang vært en meget skredutsatt vegstrekning. Tidligere ble det mest fokusert på snøskredproblematikk langs veien og ved åpningen i 1927 var det to tunneler og flere overbygg langs strekningen som skulle beskytte mot snøskred. Etter hvert ble det også bygd en tredje tunnel (Midtbekktunnelen) i tillegg til at de to opprinnelige tunnelene ble utvidet til det som i dag er Fonnafohn- og Trettøytunnelene (Bjordal, 2010). Disse tiltakene reduserte problemet med snøskred og fokuset gikk etter hvert over på steinsprang.

Vegen har siden tusenårsskiftet vært en del av stamvegen rv. 70 mellom Kristiansund og Oppdal og det har siden den gang blitt tatt i bruk mer systematisk registrering av hendelser samt planlegging og utførelse av sikringstiltak mot steinsprang. Det er registrert 80 hendelser som involverer steinsprang og 15 øvrige skredhendelser (snøskred, jordskred, flomskred, isnedfall) siden 2000. Det har også blitt satt opp flere fanggjerder langs strekningen. Disse har redusert antall steinsprang som har nådd veien og konsekvensene av dem, men flere steinsprang har nådd veien også etter at gjerdene kom på plass (Moen & Humstad, 2009).

Det har de siste årene forekommet flere alvorlige skredhendelser. Figur 2-2 viser et oversiktskart over Oppdølsstranda hvor strekningene som er utsatt for steinsprang er markert. En kan merke seg at hele vegstrekningen er skredutsatt med unntak av

partiene hvor vegen er lagt i tunnel eller har rasoverbygg. Skredløp for snøskred og flomskred er også markert på figuren. Fjellsiden er delt inn i fire skredområder som er gitt bokstavene A – D.



**Figur 2-2: Oversiktsbilde over rv. 70 Oppdølsstranda Skredutsatte områder er markert og delt inn i fire hovedområder, A – D (Moen & Humstad, 2009).**

En sammenstilling av registrerte skader etter hendelsene langs Oppdølsstranda i perioden 2000 - 2009 er vist i tabell 2-1. I løpet av 2008/2009 gikk det tre store steinskred, hvorav det ene førte til alvorlig personskade. Disse tre hendelsene er nærmere beskrevet i tabell 2-2. Etter det siste store skredet i 2009 ble vegen forbi Oppdølsstranda stengt en lengre periode inntil tilstrekkelig sikringstiltak var på plass langs strekningen. Vegen ble først gjenåpnet for fri ferdsel i januar 2010 (Statens vegvesen, 2010c). Det har i tillegg gått andre mindre steinsprang og snøskred på strekningen som har ført til stenging av vegen flere ganger mellom 2009 og 2012 (Statens vegvesen, 2010d, 2011b).

**Tabell 2-1: Registrert skadekonsekvens (2000 - 2009) (Moen & Humstad, 2009).**

Skade på person	1 hendelse
Skade på kjøretøy	5 hendelser
Skade på veg	7 hendelser
Skade på rekkverk	7 hendelser
Skade på fanggjerde	3 hendelser

**Tabell 2-2: Større steinsprang i perioden 2008 – 2012 (Moen & Humstad, 2009; Statens vegvesen, 2011).**

Dato	Størrelse	Område	Detaljer
24.aug 2008	30 m <sup>3</sup>	B	Alvorlig personskade på en bilfører. To personbiler totalskadet. Skade på veg og rekkverk. 3000 kJ fanggjerde truffet. Løsneområde 400 m over veg.
5.juni 2009	100 – 200 m <sup>3</sup>	C	Ingen personskade. Nær ved å treffe kjøretøy. Skade på veg og rekkverk. 1500 kJ fanggjerde truffet. Løsneområde 100 m over veg.
16.juni 2009	30 m <sup>3</sup>	D	Ingen personskade. Nær ved å treffe kjøretøy. Brann i skog pga. skade på høyspentlinje. Løsneområde 400 m over veg.

Som følge av de mange skredhendelsene de senere årene har vegstrekningen fått høyeste prioritet på rassikringsplanen for region midt. På denne planen har hele 9 skredpunkter langs strekningen blitt ført opp, og de tre mest prioriterte skredpunktene i Midt-Norge finnes langs Oppdølsstranda (Statens vegvesen, 2008).

### 2.3 Regionalgeologi

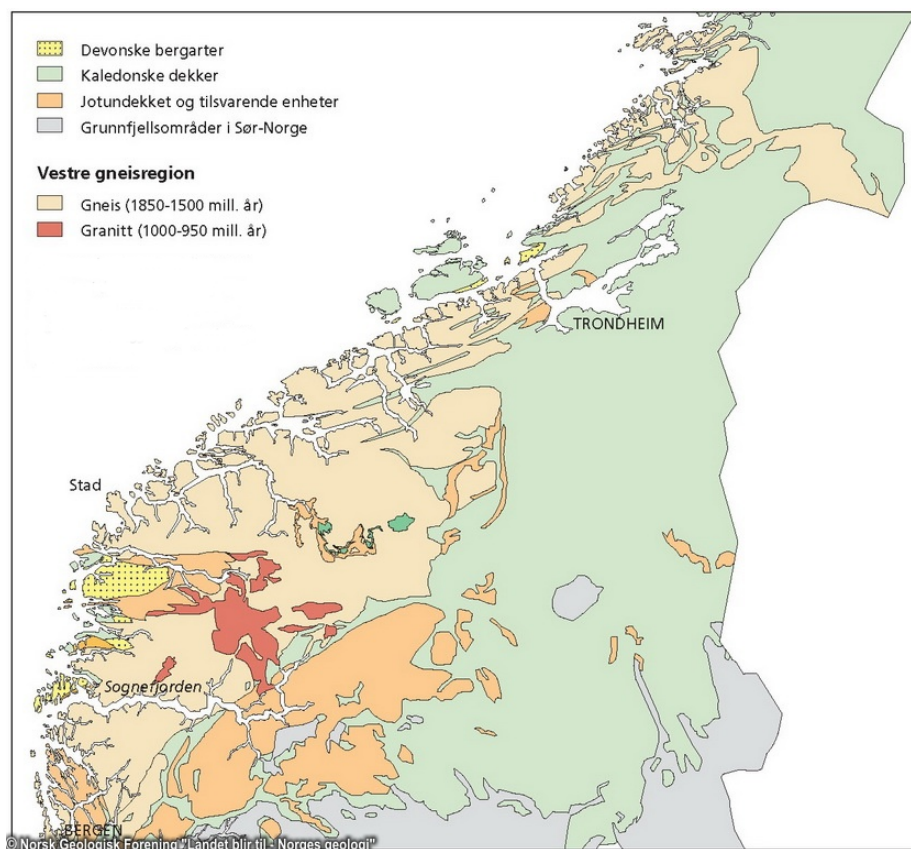
Tunnelanlegget befinner seg innenfor et område som omtales som *Den vestre gneisregionen*. Området dekker mer enn 25 000 km<sup>2</sup> og strekker seg mellom Sogn og Nord-Trøndelag (Figur 2-3) (Nordgulen & Andresen, 2006). Området domineres av gneisbergarter fra prekambrisk tid som i varierende grad er påvirket av den kaledonske fjellkjededannelsen. Mange steder forekommer også bergarter av antatt kambrosilursk alder som er foldet ned i gneisbergartene (Løset, 2006). I store deler av regionen kan det fortsatt være vanskelig å skille mellom bergarter av prekambrisk og kaledonsk opprinnelse (Nordgulen & Andresen, 2006).

De prekambriske bergartene er en del av det fennoskandiske skjoldet ble dannet for 3500 millioner år siden og som ble utviklet gjennom periodevis vulkanisme, deformasjon, fjellkjededannelse, erosjon og sedimentasjon. Skjoldet var en del av superkontinentet Rodinia fra midtre del av proterozoikum, ca. 1300 Ma. Mot slutten av prekambrium begynte Rodinia å splittes opp, noe som blant annet resulterte i landområdene Baltika og Laurentia. I kambro-silur kolliderte disse og førte til dannelsen av den kaledonske fjellkjede (Nordgulen & Andresen, 2006).

Ved kollisjonen ble de prekambriske bergartene langs vestranden av Baltika presset dypt ned under Laurentia og omdannet som følge av det høye trykket og temperaturen de der ble utsatt for. Noen bergarter kan ha vært så dypt som 100 km. Bergartene i gneisregionen innehar dermed bestanddeler fra jordens øvre mantel og underste jordskorpe (Nordgulen & Andresen, 2006). Som bevis på de ekstreme temperaturer og trykk som de prekambriske bergartene har blitt utsatt for under fjellkjededannelsen,



finnes flere mineraler og bergarter som bare kan dannes på svært store dyp. Eklogitt er et eksempel på en slik bergart, og den kan finnes flere steder innenfor den vestre gneisregionen (Fossen, Pedersen, Bergh, & Andresen, 2006).



**Figur 2-3: Den vestre gneisregionen (Nordgulen & Andresen, 2006). Kartet viser regionens utbredelse og hovedinndelingen av bergarter.**

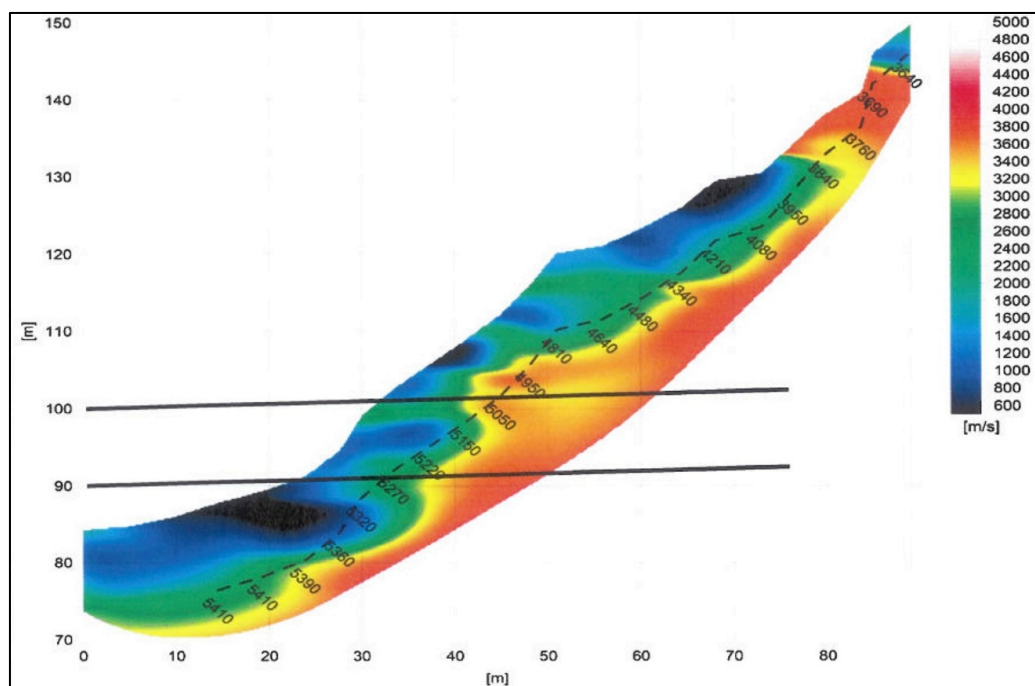
Gneisbergartene som dominerer regionen er dannet i tidsrommet 1700 – 1500 Ma. De vanligste forekomstene er granittiske gneiser og migmatitter i ulike varianter, ofte med lag av glimmerrike gneiser og amfibolitt (Nordgulen & Andresen, 2006). De kambrosilurske bergartene i regionen er hovedsakelig skifre, men også amfibolitt, grønnstein og marmor forekommer. Ved siden av gneiser og nedfelte kambrosilurbergarter kan en i tillegg finne bergarter som granitt, granodioritt og tonalitt i form av en rekke massiver av varierende størrelse. Det forekommer også basiske intrusiver i form av gabbro og dioritt, ultrabasiske linser som kan opptre som dunitt, serpentinit og kleberstein, og, som tidligere nevnt, enkelte linser av bergarten eklogitt (Løset, 2006).

Berggrunnen i Nordmørere regionen er preget av markerte anti- og synklinaler med akseretning ØNØ-VSV. I retning parallelt med foldeaksene finnes markerte forkastninger som trolig har vært aktive over lengre perioder. Disse forkastningene er tydeligst i kystområdene og blir mindre markant i de indre strøkene av regionen. I kystområdene finnes også markerte sprekker og forkastninger vinkelrett på foldeaksene, omtrent NV-SØ. Mange fjorder er parallelle med denne retningen (Løset, 2006).

Området rundt Sunndalen og Sunndalsfjorden består av ulike tektoniske enheter som hovedsakelig inneholder gneis. Fjorden og dalen er erodert ned i prekambriske gneisenheter i det autoktone grunnfjellet. Flere tektoniske kontakter skiller gneisenhetene. I de østlige deler av Sunndalen finnes linsjer med glimmerskifer i den autoktone enheten. Disse går lokalt på tvers av dalen (Dalsegg, Rønning, Tønnesen, Saintot, & Ganerød, 2010). Øst for Sunndalsfjorden og nord for Sunndalen finnes rester etter øvre og midtre dekkserie i form av hhv. glimmerskifer og prekambriske granittiske til diorittiske gneiser (Solli & Nordgulen, 2006). Kontakten mellom den underliggende autoktone enheten og den midtre alloktone enheten er en nær horisontal skyvesone som ligger i et tynt lag av metasandstein og skifer (Dalsegg et al., 2010).

## 2.4 Utførte forundersøkelser

De geologiske vurderingene gjort i forkant av tunneldrivingen er i hovedsak basert på feltbefaringer og ingeniørgeologisk kartlegging samt refraksjonsseismikk og grunnboringer utført i 2009. Refraksjonsseismikk er utført i området ved det nordre påhugget i Modalen. Tre av profilene stod igjen som relevante etter at endelig plassering for påhugget ble bestemt. De refraksjonsseismiske undersøkelsene viste seismiske hastigheter på 600 – 4000 m/s (et eksempel er vist i figur 2-4). Hastighet 2600 – 4600 m/s er tolket som fast fjell. De laveste hastighetene kan skyldes forekomster av store blokker og urmateriale (Gjelsten, 2010).



**Figur 2-4: Lengdesnitt av seismikklinje ved nordre påhugg (Gjelsten, 2010). Linjen skjærer tunnelen ca. ved profil 8400. Heng og såle er skissert i svart.**

Grunnboringene er i likhet med refraksjonsseismikken utført i Modalen, men de er lokalisert langt unna påhuggsområdet. Det er funnet homogen bergmasse med god bergkvalitet. Det er ikke utført overlappende seismiske undersøkelser og boringer. Tolkning av de seismiske undersøkelsene antas å gi et tilfredsstillende bilde av sedimenttykkelse og bergmassekvalitet basert på studier av topografi og blotninger i dagen (Gjelsten, 2010).

## 2.5 Geologi langs tunneltrasé

I kapittelet gis en beskrivelse av bergmasse og løsmasser langs tunneltraseen. Beskrivelsen er i hovedsak basert på den geologiske rapporten for prosjektet: Gjelsten (2010).

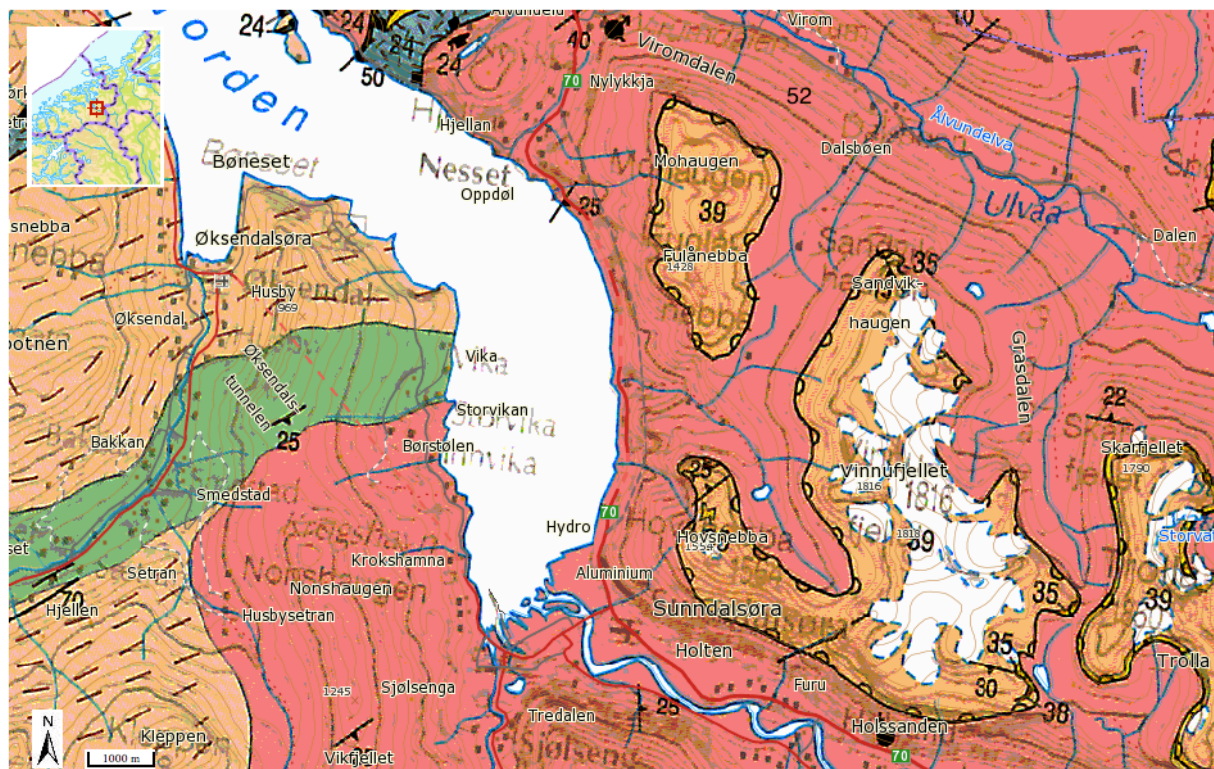
### 2.5.1 Bergmasse

Som omtalt i kapittel 2.3 som tok for seg regionalgeologi, er hovedbergartene i området ulike gneiser som bærer preg av deformasjonen de har blitt utsatt for blant annet under dannelsen av den kaledonske fjellkjede. Figur 2-5 viser berggrunnskart for området rundt Sunndalsøra og Oppdølsstranda. Bergartene som opptrer her er (jfr. kart):

- Nr. 52: Grovkornet granittisk gneis, øyegneis, gneisgranitt. Autoktone eller parautoktone bergarter av prekambrisk alder.
- Nr. 39: Granittisk til diorittisk gneis, grov- til finkornet og biotittholdig. Tilhører Kvitvoldekket, midtre dekkserie.
- Nr. 35: Meta-arkose, kvartsitt. Tilhører Kvitvoldekket. Finnes kun i tynne linser i høyfjellet.

Gneisens tekstur varierer mellom båndgneis og øyegneis, hvorav båndgneis virker å være dominerende. Øyegneisen opptrer inne i båndgneisen i lag av varierende tykkelse. Gjennomsnittlig mektighet virker å ligge på omtrent 1 meter. Avstanden mellom båndene i båndgneisen varierer typisk mellom 10 – 15 cm. Bergarten er oppbygd av følgende mineraler: plagioklas, feltspat, kvarts, biotitt, amfibolitt og små mengder pyritt.

Bergarten har en svært gjennomsettende tektonisk foliasjon (F1) som følge av at den har vært utsatt for både myk og sprø deformasjon. Bånd- og øyestrukturene følger denne foliasjonen. Myke folder, dragfolding og rotasjon av øynene i gneisen tyder på én eller flere generasjoner av metamorfose på store dyp. Etter etablering av F1 har bergarten blitt gjennomslått av minst fire sprø deformasjonsretninger. Sprekkeroser som viser tilstanden i nærheten av påhuggene finnes i vedlegg B. Foliasjonen er den mest fremtredende strukturen og preger landskapet i både liten og stor skala.



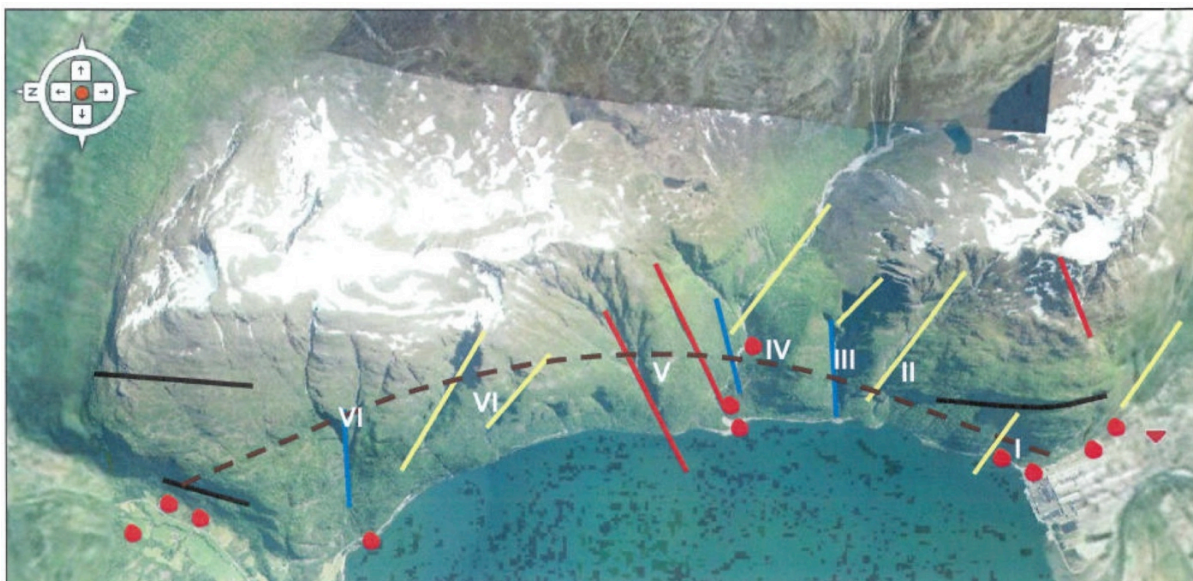
Figur 2-5: Berggrunnskart over området (NGU).

Tabell 2-3: Registrerte sprekkesystemer langs tunneltrasé (Gjelsten, 2010).

Sprekke-system	Strøk/fall*	Sprekke-avstand	Karakter
F1 - foliasjon	360°/20° – 20°/40°	> 100 cm	Gjennomsettende, glatt og svakt bølgete. Ikke observert sprekkebelegg.
S2	40- 60°/80°	Ca. 100 cm	Sprøtt deformerte strukturer. Glatte og lite bølgete. Mindre gjennomsettende enn F1. Flater med et cm-tykt lag av sekundær kvarts og feltspat.
S3	70- 90°/80°		Like gjennomsettende som F1. Sprø deformasjon. Glatte og lite bølgete sprekkeflater med et cm-tykt lag av sekundær kvarts og feltspat.
Sz	130°/80°		Skjærsonestrukturer. Mindre gjennomsettende enn F1. Sprø deformasjon. Lag på 10-50 cm bestående av oppknust materiale med nærmest skifrig tekstur og kvalitet.

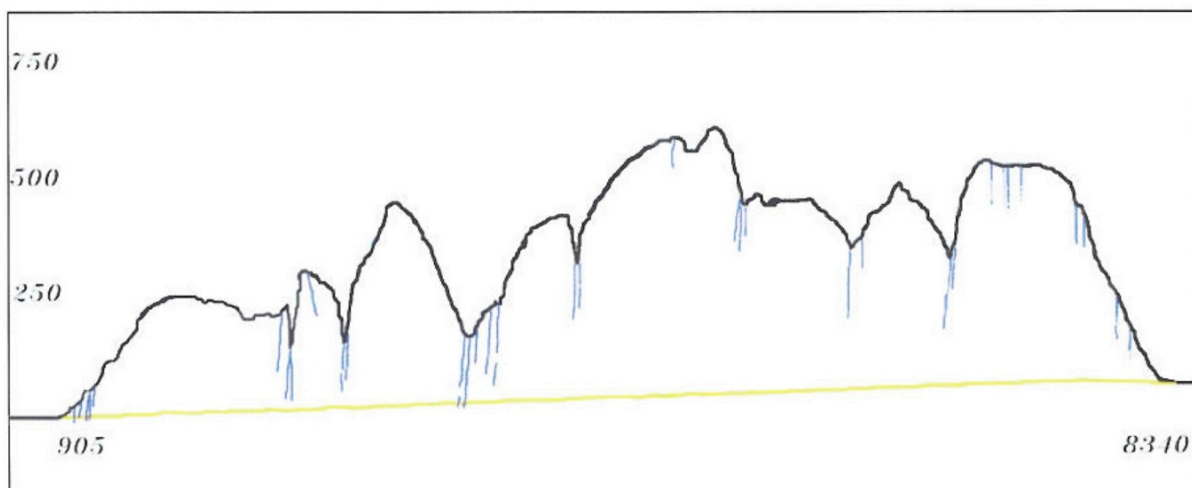
\*Strøk og fall beskrives ved hjelp av høyrehåndsregelen hvor fallet retning er ned til høyre når en ser i strøkretningen.





**Figur 2-6: Viktigste strukturer langs trasé. F1 er svart, S2 rød, S3 blå og Sz er gul. Kartlagte punkter er angitt med rød prikk. Romertall I-VI markerer antatte svakhetssoner (Gjelsten, 2010)**

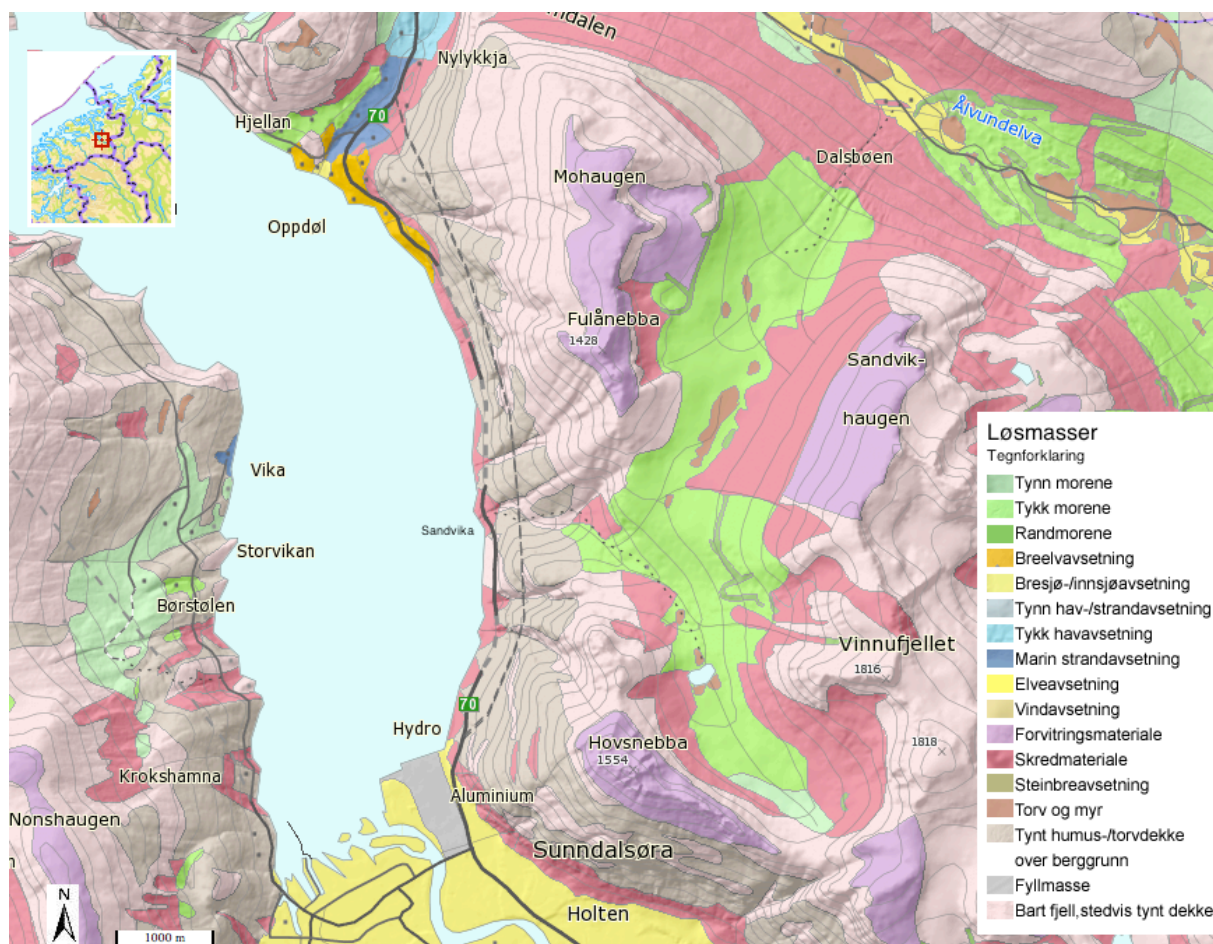
Figur 2-6 viser mulige svakhetssoner og områder som kan ha betydning for tunneldrivingen. Sprekker og svakhetssoner som går ned i fjellet er også vist i figur 2-7. Et mer detaljert profil finnes i vedlegg C. Her vises også fjelloverdekningen langs traséen. Tunnelen drives med god bergoverdekning. Overdekning mindre enn 10 m forekommer kun ved påhugg, hvor minste overdekning er ca. 5 meter. Langs de største delene av strekningen ligger overdekningen på mellom 250 – 300 meter, med en maksimal overdekning på 575 meter.



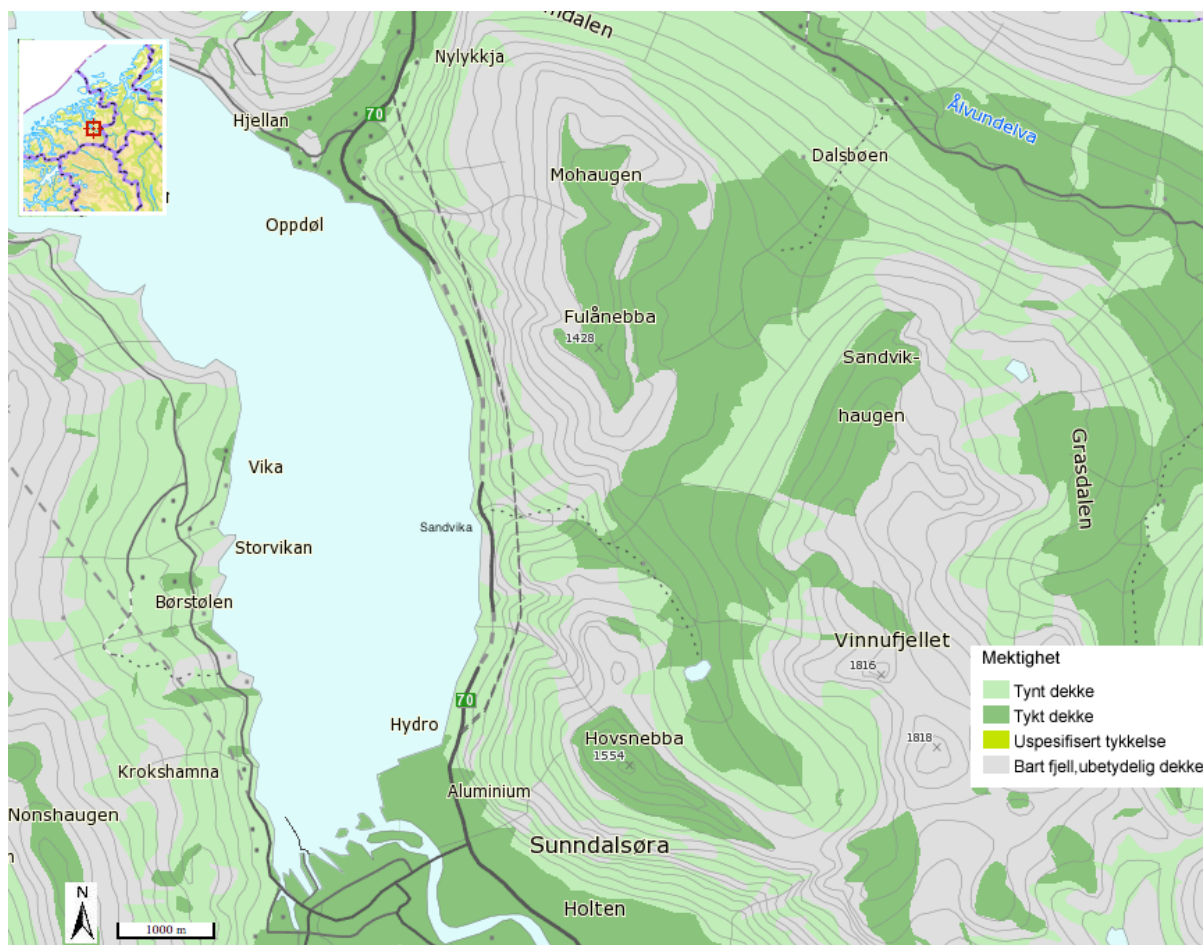
**Figur 2-7: Forenklet lengdeprofil av tunnelen (Gjelsten, 2010). Sprekker og svakhetssoner er markert med blått. Sunddalsøra er til venstre ved profil 905, Modalen til høyre.**

### 2.5.2 Løsmasser

Figur 2-8 og 2-9 viser oversiktskart over hhv. løsmassenes karakter og mektighet i området. Langs fjellsiden er det generelt tynne løsmassedekker i form av skredmateriale og tynne humus-/torvdekker. Høyere oppe i fjellet finnes forvittrings- og morenemateriale i tykkere lag i tillegg til tynne dekker med rasmateriale. Dalbunnen i Sunndalsøra består av svært tykke elveavsetninger. Refraksjonsseismiske målinger utført i 1981 indikerer løsmassetykkkelser opp mot 500 meter (Hillestad, 1982). Løsmassene ved Modalen og Ålvundeid er sammensatt av havavsetninger, marine strandavsetninger, morenemateriale, elv- og breelvavsetninger og skredmateriale. Mektigheten er stor også her. Refraksjonsseismiske undersøkelser indikerer en tykkelse på minst 70 meter (Hillestad, 1982). Ved påhuggsområdene består løsmassene av skredmateriale/ur. Ved det sørlige påhugget er det registrert løsmassetykkkelser på 7 og 8,2 meter. Ved det nordre påhugget er det målt en løsmassemektighet på 1-2 meter.



Figur 2-8: Løsmassekart (NGU).



Figur 2-9: Løsmassemektighet (NGU).

## 2.6 Ingeniørgeologisk vurdering

Granittiske og diorittiske gneiser gir erfaringsmessig god bergmassekvalitet og det er ikke knyttet spesielle stabilitetsproblemer til bergarten i seg selv. En noe økt sikringsmengde kan imidlertid forventes i områder hvor gneisen er migmatittisk eller lagdelt på grunn av glimmerlag. Linser av amfibolitt kan også kreve noe ekstra sikring. Amfibolitten opptrer ofte flakig med glatte sprekkeplan og innslag av svake glimmerlag noe som kan føre til utfall av flak i heng og behov for systematisk bolting (Gjelsten, 2010). Svakhetssoner og oppsprekkingsmønster er antatt å ha størst betydning for tunneldrivingen og bergsikringen.

Det drives med stor overdekning langs største deler av tunnelen. Sannsynligheten for høye bergspenninger er stor og en kan forvente stor spenningsanisotropi på grunn av tunnelens plassering langs den bratte fjellsiden. En har erfaring med noe tendens til sprak under driving av et tunnelanlegg, Øksendaltunnelen, på andre siden av Sunndalsfjorden (Gjelsten, 2010). Topografien her er lik den langs Oppdølstranda.

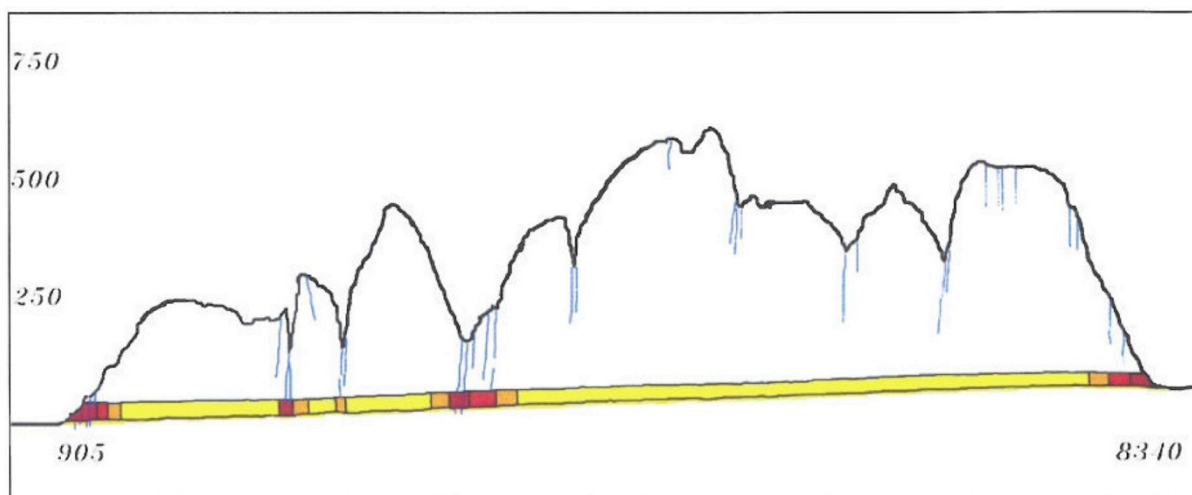
Basert på resultatene fra forundersøkelsene er det satt opp en oversikt over hvilke bergmasseklasser som er forventet langs tunnelen. Denne fordelingen er fremstilt i



Tabell 2-4 og 2-10. Fra figuren kan en se at de dårligste forholdene er forventet ved påhuggsområdene og ved passering av dalførene lengst mot Sunndalsøra, hvor svakhetssoner er antatt å kunne nå ned til tunnelnivå. En vesentlig usikkerhet i forhold til bergmasseklasser og sikringsomfang er forbundet med bergspenninger.

**Tabell 2-4: Antatt fordeling av bergmasseklasser langs tunnelen (Gjelsten, 2010).**

Bergklasse		Q-verdi	%	Lengde [m]
A/B	God	10 -40	34	2525
C	Middels	4 - 10	42	3120
D	Dårlig	1 - 4	13	965
E/F	Svært dårlig	0,1 - 1	7	520
G	Ekstremt dårlig	0,01 - 0,1	4	300
		Sum	100	7430



**Figur 2-10: Antatt fordeling av bergmasseklasser. Lengdeprofil (Gjelsten, 2010).**

## 2.7 Erfarte forhold

Per 17. april 2011 er det drevet 3300 meter tunnel (inkludert tverrslaget i Sandvika er total lengde ferdigdrevet tunnel 3750 meter) (Andersen, 2012).

Basert på kartleggingsdata er det satt opp en oversikt over kartlagte Q-verdier og bergmasseklasser for deler av tunnelen (Tabell 2-5). Oversikten inkluderer data fra profil 997 - 1441 og fra profil 2497 - 4303. Dette vil si tunnelstrekningen drevet fra påhugget ved Sunndalsøra og tunnelstrekningen drevet fra tverrslaget mot både Sunndalsøra og Modalen.

Oversikten i tabell 2-5 viser at erfarte forhold er bedre enn det som ble antatt basert på forundersøkelsene. Hittil i driveperioden er det ved driving i begge retninger fra

tverrslag (selve tverrslaget ikke inkludert) og fra påhugg ved Sunndalsøra kun kartlagt bergmasse i klasse A til D, hvorav kun 4 % faller innenfor kategori D.

**Tabell 2-5: Kartlagt Q-verdi. Grunnlag for sammenstilling er kartleggingsdata fra profil 997 - 1441 og profil 2497 - 4304.**

Bergklasse		Q-verdi	%	Lengde [m]
A/B	God	10 -40	45	1011
C	Middels	4 - 10	51	1147
D	Dårlig	1 - 4	4	92
E/F	Svært dårlig	0,1 - 1	0	0
G	Ekstremt dårlig	0,01 - 0,1	0	0
		<b>Sum</b>	<b>100</b>	<b>2250</b>

Det har ikke vært erfart noen alvorlige stabilitetsproblemer knyttet til høye bergspenninger per 17. april 2011. Langs begrensede strekninger av tunnelen har det imidlertid forekommet enkelte indikasjoner på høye spenninger. Bergtrykksfenomenene har forekommet i form av spenningsindusert avskalling langs intervallet 3400 – 3500, dvs. like ved sammenkobling mellom tverrslag og hovedtunnel i retning mot Modalen (Andersen, 2012). Kartlegging utført i dette området er vist i vedlegg D.

Bergarten i området hvor sprak er kartlagt er beskrevet som mindre kompetent enn omkringliggende bergart. Bergarten er karakterisert som feltspatrik granittisk gneis/granitt. Feltspat forekommer også som sprekkefylling i området. Det kan høres knitrelyder i tunnelen og det er observert stadige små nedfall som indikerer spenninger. Mye nedfall forekommer også etter maskinrensk (Andersen, 2012).

## 2.8 Sikringsprosedyre

Det utføres geologisk kartlegging av hver salve før berget dekkes av sprøytebetong. Denne kartleggingen utgjør grunnlaget for bestemmelse av stabilitetssikring. Kartleggingen omfatter bergartsfordeling, strukturer, sprekkegeometri, svakhetssoners orientering, bredde og mineralinnhold. Basert på den geologiske kartleggingen kategoriseres fjellet i ulike bergmasseklasser ved hjelp av Q-metoden som beskrevet av Løset (1997).

Ved hjelp av bergmasseklasse og tabell 7.1 i Håndbok 021 (Statens vegvesen, 2010b) bestemmes sikringsklasse. De ulike sikringsklassene angir sikringsmetoder og -omfang. All sikring skal utføres slik at den kan inngå i den permanente sikringen (Statens vegvesen, 2010b). Det utarbeides en oversikt over utført sikringsmetode, -omfang, -plassering og eventuelle spesielle forhold som sammen med kartlagt geologi dokumenteres i dataprogrammet *NovaPoint Tunnel: Geologi og bergsikring*.

Tunnelen sikres i hele sin lengde med sikringsbolter og sprøytebetong i henhold til aktuell sikringsklasse. Boltene som benyttes er endeforankrede, med mindre bergmassen er svært oppsprukket. Ved mistanke om bergtrykk forspennes ikke boltene før det er drevet et stykke forbi det aktuelle området. I områder med bergtrykkproblemer vil det raskt bli påført armert sprøytebetong med 12 – 15 cm tykkelse før bolting. Endeforankrede bolter installeres så utenpå sprøytebetongen med boltemønster cc 1,5 m eller tettere. Ved behov vil det være aktuelt å sprøyte inn og eventuelt bolte stuff. Utover dette vil dimensjonering av sikringen vurderes på stuff. Områder med påviste bergtrykkproblemer vil bli fulgt opp med deformasjonsmålinger, eksempelvis ekstensometermålinger (Andersen, 2012).

## Kapittel 3 Laboratorieundersøkelser

Som en del av masteroppgaven er det utført laboratorieundersøkelser av bergartsprøver fra Oppdølsstranda. Undersøkelsene er utført ved laboratoriet ved Institutt for geologi og bergteknikk ved NTNU. Ansatte ved laboratoriet fra NTNU og SINTEF har veiledet og bistått arbeidet. Testene ble gjennomført for å fastslå en rekke mekaniske egenskapene for bergarten for videre bruk i blant annet numerisk analyse. Det ble også utført en XRD-analyse av bergarten. Denne ble utført av Kristian Drivenes, stipendiat ved Institutt for geologi og bergteknikk.

Bergartsprøvene som er testet er kjerneprøver boret ut i forbindelse med spenningsmålinger utført i tunnelen. Borhullet ble boret fra vestre side av tunnelveggen ved profil 3060 og med retning ut mot dalsiden. Prøvene som er benyttet kommer fra et dyp mellom 10,90 – 22,00 m inn fra tunneloverflaten.

### 3.1 Metode

Alle testene som er utført anses som velkjente tester og er gjennomført i henhold til gjeldende standarder gitt av International Society for Rock Mechanics (ISRM). Det vil derfor kun bli gitt en kort beskrivelse av hver test.

#### 3.1.1 Lydhastighet

Detaljert beskrivelse av prosedyren for testing av lydhastighet er gitt av ISRM (1978a).

Lydhastigheten til bergarten er funnet ved å måle tiden det tar å sende elastiske bølger i form av P-bølger gjennom prøven. P-bølgehastigheten er referert til som lydhastigheten til steinprøven og er gitt av formel 3-1.

$$v_p = d \times t_p^{-1} \quad [3-1]$$

hvor  $v_p$  er P-bølgehastigheten og  $t_p^{-1}$  er tiden det tar bølgene å bevege seg en avstand  $d$ .

#### 3.1.2 Elastisitetsegenskaper

Elastisitetsegenskapene til bergartsprøven testes ved å utsette prøven for enakset belastning samtidig som en måler deformasjonen i både lengderetning og diametralt. Spenning og tøyning registreres og en aksial og diametral spenning/tøyningskurve genereres kontinuerlig. Youngs modulus og Poissons tall er kalkulert ved bruk av tangentmetoden ved å definere tangenten for den lineære delen av tøyningskurvene (Formel 3-2 og 3-3).

Youngs modulus:  $E = \frac{\sigma}{\varepsilon_a}$  [3-2]

Poissons tall:  $\nu = -\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a}$  [3-3]

hvor  $\sigma$  = aksiell spenning  
 $\varepsilon_a$  = aksiell tøyning  
 $\varepsilon_r$  = radiell tøyning

En omfattende beskrivelse av prosedyren er gitt av ISRM (1979).

### 3.1.3 Enakset trykkfasthet, UCS

Prøvestykkene er belastet med en aksiell last til den går i brudd. Enakset trykkfasthet  $\sigma_c$  er gitt som forholdet mellom den maksimale lasten prøven tar opp i løpet av testen og tverrsnittarealet for prøven (Formel 3-4).

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \quad [3-4]$$

hvor  $P$  = maksimal last  
 $A$  = tverrsnittareal

Prosedyren er nærmere beskrevet av ISRM (1979).

### 3.1.4 Punktlasttest

Punktlasttesten gir bergartens punktlastindeks. Testen er en metode for å indirekte måle bergartens strekkstyrke. Det er også mulig å anslå enaksiell trykkfasthet basert på punktlasttesten. Prosedyren er grundig beskrevet av ISRM (1985).

Det påføres en punktlast som fører til at det oppstår strekkspenninger i prøvestykket. Lasten økes til prøven går i brudd. Testen kan utføres på både kjerneprøver og ujevne bruddstykker. Kjerneprøvene fra Oppdølsstranda ble testet diametralt med lasten påført parallelt foliasjonen i bergarten. For å få fram effekten av anisotropien i bergarten ble det også kjørt en rekke tester hvor lasten ble påført tilnærmet normalt på foliasjonen.

Punktlastindeksen beregnes ut fra bruddlast og arealet av bruddflaten som i formel 3-5.

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad [3-5]$$

hvor  $P$  = bruddlast  
 $D_e^2$  = ekvivalent kjernediameter (avhengig av formen på teststykket)



For diametrale tester gjelder

$$D_e^2 = D^2$$

hvor  $D$  er diameteren på prøven målt etter brudd for å få med eventuell inntrenging av konene som påførte prøven last.

For aksiale tester og testing av ujevne bruddstykker gjelder

$$D_e^2 = 4 \frac{A}{\pi}$$

Hvor  $A$  er det minste tverrsnittsarealet mellom kontaktpunktene for konene som påfører prøven last:

$$A = WD$$

Punktlastindeksen  $I_s$  varierer som en funksjon av  $D$  i den diametrale testen og som en funksjon av  $D_e$  i de andre testene. For å komme frem til en unik punktlaststyrke  $I_{s(50)}$  må en derfor anvende en korreksjonsfaktor for størrelse på prøvestykkene som i formel 3-6 og 3-7. Faktoren gir en indeks tilsvarende resultatet av en diametral test av en kjerneprøve med  $D = 50$  mm.

$$I_{s(50)} = F \times I_s \quad [3-6]$$

$$F = \left( \frac{D_e}{50} \right)^{0,45} \quad [3-7]$$

Ved beregning av gjennomsnittsverdier for  $I_{s(50)}$  skal en se bort fra de to høyeste og de to laveste verdiene.

I tilfeller hvor en har anisotrope bergarter vil en få ulik styrke når lasten påføres parallelt og vinkelrett på svakhetsplanene i bergarten. Det kan da være hensiktsmessig å regne ut en anisotropiindeks. Det gjøres etter formel 3-8.

$$I_{a(50)} = \frac{I_{s(50) \perp}}{I_{s(50) \parallel}} \quad [3-8]$$

### 3.1.5 Brasilianertest

Brasilianertesten er en annen metode for å indirekte måle strekkstyrken til en bergart. Prøven blir påført en linjelast og det induseres strekkspenninger som til slutt fører til at prøven går i brudd og splittes. Detaljert prosedyre er gitt av ISRM (1978b).

Strekkstyrken er gitt av formel 3-9.

$$\sigma_t = \frac{0,636P}{Dt} \quad [3-9]$$

hvor  $P$  = målt bruddlast  
 $D$  = prøvens diameter  
 $t$  = prøvens tykkelse

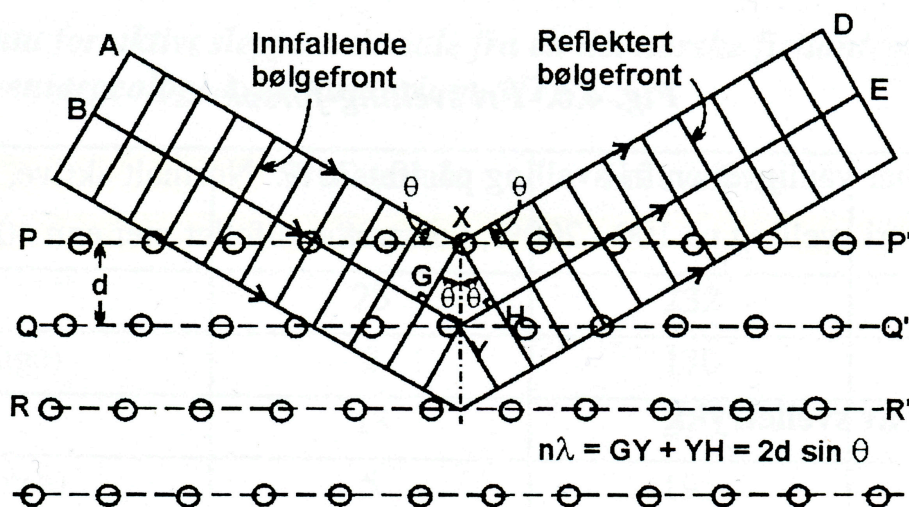
### 3.1.6 Tilt-test

Ved hjelp av tilt-testen kommer en frem til friksjonsvinkelen referert til glatte plane flater i bergarten (*basic friction angle*). I testen benyttes kjerner som er delt i to på langs. Prøven plasseres horisontalt på apparatet for deretter å bli hevet til en stadig høyere vinkel. Øverste halvdel vil til slutt begynne å gli og vinkelen på dette tidspunkt noteres. Dette gjentas for fire forskjellige konfigurasjoner for hver enkelt prøve. Bergartens basic friction angle  $\varphi_b$  regnes ut som gjennomsnittet av alle de registrerte vinklene.

Mer informasjon om testen er gitt av Grøneng & Nilsen (2009).

### 3.1.7 Røntgendiffraksjon (XRD)

Røntgendiffraksjon er en analytisk teknikk for å identifisere og kvantifisere de ulike krystalline komponentene eller mineralfasene som er til stede i materialet. Prinsippet for metoden er at strålen som reflekteres når en monokromatisk røntgenstråle sendes inn på en krystallflate er avhengig av krystallens gitterstruktur. Strålen sendes inn med ulike innfallsvinkler og de reflekterte strålene registreres ved korresponderende utfallsvinkler. Vinklene registreres i form av et diffraktogram og hvert mineral vil gi opphav til et unikt mønster (NGU, 2005).



Figur 3-1: Prinsipp for XRD-analyse (Nilsen & Broch, 2009).

Figur 3-1 viser prinsippet for analysen. Gitteravstanden  $d$  er karakteristisk for hvert enkelt mineral, og kan beregnes når  $n$  og  $\lambda$  er gitt og  $\theta$  er målt (Nilsen & Broch, 2009). For identifisering av mineralene sammenlignes resultatene med standardkurver fra en database.

### 3.2 Resultater

Et representativt utvalg prøveeksemplarer ble valgt ut blant de tilgjengelige kjerneprøvene. Nedenfor følger en oversikt over antall prøver som ble benyttet i hver test.

- UCS, lyd hastighet, E-modul og densitet: 6 prøvestykker.
- Brasilianertest: 10 prøvestykker.
- Tilt-test: 7 prøvestykker.
- Punktlast: 12 "klipp" parallelt foliasjonen, 11 "klipp" normalt på foliasjonen.

XRD-analyse ble gjennomført for 6 prøver. Prøve nr. 6 skiller seg ut fra de øvrige prøvene og er tatt med for å undersøke hvilke mineraler som er til stede i en sone som skilte seg tydelig ut fra kjerneprøvene ellers.

Vedlegg E.1 gir en oversikt over alle prøvestykkene og hvor de er hentet fra.

En sammenstilling av resultatene er gitt i tabell 3-1.

**Tabell 3-1: Sammenstilling av resultater fra laboratorieundersøkelser.**

Test	Parameter	Symbol	Resultat
Densitet	Densitet	$\rho$	2,748 g/cm <sup>3</sup>
Lyd hastighet	Lyd hastighet	$v$	5536 m/s
Elastisitetsegenskaper	Youngs modulus	E	62 000 MPa
	Poissons tall	$\nu$	0,14
UCS-test	Enakset trykkfasthet	$\sigma_c$	154 MPa
Punktlasttest	Punktlastindeks	$I_{s(50)} \parallel$	7,7
		$I_{s(50)} \perp$	11,1
	Anisotropi indeks	$I_{a(50)}$	1,4
Brasilianertest	Strekfasthet	$\sigma_t$	17,1 MPa
Tilt-test	Basic friction angle	$\varphi_b$	29,6°

Figur 3-2 viser et prøvestykke etter punktlasttesting. En kan tydelig se foliasjonen til bergarten og hvordan bruddflaten følger foliasjonen. Anisotropi indeksen  $I_{a(50)} = 1,4$  indikerer at bergarten er noe anisotrop og at styrken varierer i ulike retninger. Det er rimelig å anta at bergarten i realiteten har en høyere enakset trykkfasthet enn det laboratorieundersøkelsene viser. Ettersom foliasjonen har en vinkel i forhold til kjerneprøvene vil bruddet følge dette svakhetsplanet og ikke være i stand til å oppta så mye last som den ville klart dersom foliasjonen lå vinkelrett på akse til kjerneprøven.

Mer detaljerte opplysninger i tillegg til bilder finnes i vedlegg E.2 – E.7.



**Figur 3-2: Bruddflate etter punktlasttesting. Bruddet følger foliasjonsretning.**

Resultatet fra XRD-analysen er presentert i tabell 3-2, og diffraktogram for alle prøvene er gitt i vedlegg E.8.

**Tabell 3-2: Resultat av XRD-analyse**

Prøve		1	2	3	4	5	6
Mineralgruppe	<b>Mineral</b>	Semikvantifisering (wt%)					
Kvarts	<b>Kvarts</b>	13	23	23	22	22	28
Glimmer	<b>Biotitt</b>	21	14	15	16	15	
	<b>Illitt</b>						2
Smektitt	<b>Montmorillonitt</b>						2
Feltspat	<b>K-feltspat</b>	9	17	16	16	16	24
	<b>Plagioklas</b>	45	39	39	38	38	34
Kloritt	<b>Klinoklor</b>					1	3
Amfibol	<b>Aktinolitt</b>	11	8	8	8	8	
Talk	<b>Talk</b>						1
Epidot	<b>Epidot</b>						4
Zeolitt	<b>Laumontitt</b>						2
Sum*		99	101	101	100	100	100

\*Summer over og under 100% er grunnet avrunding.

Resultatene av XRD-analysen viser at bergarten hovedsakelig består av mineralene feltspat, kvarts og biotitt. Prøve nr. 1 og 6 skiller seg noe fra de andre prøvene. Prøve nr. 1 har større innhold av plagioklas og biotitt sammenlignet med øvrige prøver. Prøve nr. 6 er hentet fra en sone i bergarten som skiller seg fra bergmassen omkring i farge og kornstørrelse (jfr. figur E-2 i vedlegg E.1). Prøven inneholder mineraler som talk, epidot, kloritt og montmorillonitt i små mengder. De mørke mineralene biotitt og amfibol er ikke til stede i denne prøven. Kartleggingsdata indikerer at berggrunnen i området består hovedsakelig av granittisk til diorittisk gneis (se kapittel 2.5.1). En klassifisering med QAPF-klassifikasjon som beskrevet i Prestvik (2001) resulterer i en granodiorittisk sammensetning, noe som er i overensstemmelse med de geologiske kartene over området.

## Kapittel 4 Spenninger i fjell

Under bergoverflaten oppstår spenninger som følge av overliggende bergmasse og blant annet tektoniske og topografiske påvirkninger. Disse in-situ spenningsene påvirkes når det etableres en åpning i fjellet og det oppstår en ny spenningsfordeling rundt bergrommet. Kunnskap om in-situ og induuerte spenninger er viktig for å kunne planlegge utforming og plassering av bergrom, estimere sikrings- og tidsomfang, samt ivareta sikkerheten i tunnelen. Det kan imidlertid være vanskelig å si hvordan spenningsbildet i et område ser ut. Det er mulig å gjøre antakelser og beregninger, eller benytte seg av de metodene for spenningsmålinger som eksisterer.

### 4.1 In-situ spenninger

Ved antagelse om at spenningsene i et gitt punkt i fjellet kun er forårsaket av gravitasjonskraften, kan en beregne vertikalspenningen  $\sigma_v$  i dette punktet etter formel 4.1. Vertikalspenningen er da antatt å være lik vekten av overliggende masser.

$$\sigma_v = \rho g z = \gamma z \quad [4.1]$$

hvor  $\rho$  = densitet

$g$  = tyngdens akselerasjon

$z$  = dyp

Sammenligninger med spenningsmålinger utført i gruver og andre bergrom rundt om i verden har vist at beregninger av vertikalspenninger etter prinsippet ovenfor stemmer godt med resultater fra spenningsmålingene (Hoek, 2007).

Når det kommer til horisontalspenninger, så vil berget kunne utvide seg fritt like under overflaten. Denne tverrutvidelsen vil imidlertid forhindres etter hvert som en beveger seg nedover i bergmassen. Dersom materialet følger elastisitetsteorien og tverrkontraksjonskoeffisienten (Poissons forhold) er  $\nu$ , vil horisontalspenningene i et gitt punkt kunne beregnes ut fra vertikalspenningen på stedet etter formel 4.2. Denne formelen finnes ved å ta utgangspunkt i Hooke's lov for treakset spenningstilstand.

$$\varepsilon_h = \varepsilon_x = \varepsilon_y = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)) = 0$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_h, \quad \sigma_z = \sigma_v$$

$$\sigma_h - \nu(\sigma_h + \sigma_v) = 0$$

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot \sigma_v = k\sigma_v \quad [4.2]$$

hvor  $\varepsilon$  = deformasjon  
 $E$  = elastisitetsmodul  
 $\nu$  = Poissons forhold

Forholdet mellom horisontal- og vertikalspenningen er her angitt med en faktor  $k$  som er avhengig av Poissons forhold. En typisk verdi for Poissons forhold for gneiser og granitter, bergarter som er vanlige i Norge, er rundt 0,15 (Myrvang, 2001). Dette gir en horisontalspenning som er lik 1/6 av vertikalspenningen. Flere steder i Norge har det imidlertid blitt registrert horisontalspenninger som er høyere enn vertikalspenningen, og hvor dermed  $k > 1$ . Mulige årsaker til dette er diskutert nedenfor.

Spenningsene en kommer frem til ved beregninger med ligningene ovenfor genereres kun av gravitasjonen alene. Den gravitative teorien har som nevnt vist seg å stemme bra med målinger gjort av in-situ spenninger når det kommer til vertikalspenninger. For horisontalspenningene må en forvente noe større avvik på grunn av at disse i større grad er påvirket av geologisk betingede faktorer. Som et resultat av dette har en ofte horisontalspenninger som er både høyere og lavere enn spenninger kun beregnet ut fra overdekningen (Hoek & Marinos, 2010; Myrvang, 2001).

Nedenfor følger en gjennomgang av en rekke ulike faktorer som kan påvirke spenningsbildet i fjellet.

#### 4.1.1 Topografiske spenninger

Vekslende topografi vil ha en påvirkning på spenningsbildet i berggrunnen. Dette er spesielt tydelig i de mange dalene og fjordene i Norge. Spenningene vil i stor grad tilpasse seg topografien og følge landskapet. Stor spenningsanisotropi er vanlig i landskap med variert topografi. Spenninger i dalsider er nærmere omtalt i kapittel 4.2.

#### 4.1.2 Tektoniske spenninger

Det er et velkjent faktum at tektoniske spenninger opptrer i jordskorpen. Spenningene oppstår som følge av kontinentaldrift og platetektonikk. Når platene støter sammen bygges det opp store spenninger. Ved midthavsrygger strømmer vulkansk materiale opp og presser platene fra hverandre. Dette fører til at det settes opp trykkspenninger på begge sider av midthavsryggen (Myrvang, 2001). Ved fjellkjededannelse og dekkeoverskyvninger vil det oppstå strekk- og trykkspenninger i berggrunnen, og en kan etter hvert få bygd opp en betydelig spenningskonsentrasjon (Russenes, 1974).

De tektoniske spenningene gir seg kraftigst til uttrykk ved spenningsutløsninger i forbindelse med jordskjelv og forkastninger. Dette er en bevegelse hvor spenningene som har blitt opplagret over stor tid brått utløses. Spenningene får også utløp gjennom langsomme bevegelser, eksempelvis hevingen av den skandinaviske halvøy (Nilsen & Broch, 2009).

Horisontalspenningene er ofte påvirket av tektoniske spenninger. Dette kan føre til store avvik i forhold til spenningene beregnet ut fra gravitasjonsteorien. Avvik av denne

typen kan ofte måles i områder med metamorfe og eruptive bergarter og kan derfor antas å skyldes tektoniske påvirkninger (Russenes, 1974). Norge er påvirket av tektoniske spenninger på grunn av spredningen ved den midtatlantiske ryggen som skiller den nord-amerikanske og den eurasiske platen.

#### 4.1.3 Residualspenninger

Residualspenninger defineres som spenninger som er låst inne i materialet og som har sammenheng med bergets tidligere historie (Nilsen & Broch, 2009). De utgjør et sett av spenninger i indre likevekt, og kan sammenlignes med et stort antall spente fjærer i en stiv matriks. De residuale spenningsene kan ved de fleste målemetoder ikke skilles fra de superponerte ytre spenningsene (Myrvang, 2001).

Residualspenninger kan blant annet være forårsaket av volumforandring som følge av temperaturvariasjon, f.eks. ved størkning av magma. Magma krystalliseres relativt raskt ytterst og det vil dannes en skorpe. Under videre avkjøling og krystallisering vil magmaen på innsiden trekke seg sammen og skape radielle strekkspenninger i kjernen og tangentielle trykkspenninger i skorpen (Myrvang, 2001). Residualspenninger opptrer oftest i homogene, massive dypdyperuptive bergarter (f.eks. granitt og dioritt) (Nilsen & Broch, 2009).

Residualspenninger kan også forekomme som følge av hurtig avlastning av fjellgrunnen (Russenes, 1974). På et tidligere tidspunkt kan bergmassene ha vært begravd på store dyp til tross for at de befinner seg nær overflaten i dag. Erosjon og eventuell deglasiasjon kan føre til hurtig avlastning av fjellgrunnen slik at spenningsene som opprinnelig var til stede i materialet ennå ikke har rukket å bli utløst (Nilsen & Broch, 2009). Vertikalspenningene vil i så tilfelle avta elastisk i samsvar med reduksjon av vekt av overdekningen. Reduksjonen av horisontalspenningen vil imidlertid kun være lik  $\frac{\nu}{1-\nu}$  ganger reduksjon av vertikalspenningen (Myrvang, 2001).

#### 4.1.4 Strukturbetingede spenninger

Inhomogeniteter i bergarten kan forårsake strukturbetingede spenninger. Eksempler på slike inhomogeniteter er bergartsskiller og svakhetssoner. Det kan oppstå avvikende spenninger i tilfeller hvor det finnes grenser mellom bergarter med ulik in-situ E-modul (Myrvang, 2001). Som følge av Hooke's lov (Formel 4.3) vil en få størst spenning i den delen av et materiale som har høyest E-modul når materialet trykkes likt sammen. Dersom en har en grense mellom to bergarter med ulik E-modul, vil en dermed få høyest spenninger i bergarten med høyest E-modul.

$$\sigma = \varepsilon \times E \quad [4.3]$$

In-situ E-modul i bergartene kan også variere som følge av oppsprekking, for eksempel i forbindelse med svakhets- og knusningssoner. I nærheten av slike soner vil det normalt forekomme endringer i hovedspenningsenes retning og relative størrelse (Nilsen & Broch, 2009).

#### 4.1.5 De horisontale og vertikale spenningskomponentene

Både de horisontale og de vertikale spenningskomponentene kan bli påvirket av de ulike spenningskildene nevnt ovenfor, og det er vanskelig å skille de ulike spenningsbidragene fra hverandre med de eksisterende metodene for spenningsmålinger. Beregninger av in-situ spenninger ved bruk av gravitasjonsteorien kan gi et godt estimat av spenningsbildet på stedet, men spenningsmålinger har også vist at det forekommer store avvik flere steder. Målinger utført flere steder i Skandinavia viser at det mange steder forekommer vertikalspenninger som er opp til dobbelt så høye som det overdekningen tilsier. Flere steder er det også målt svært høye horisontalspenninger. Ofte er horisontalspenningene vesentlig høyere enn vertikalspenningene (Myrvang, 2001).

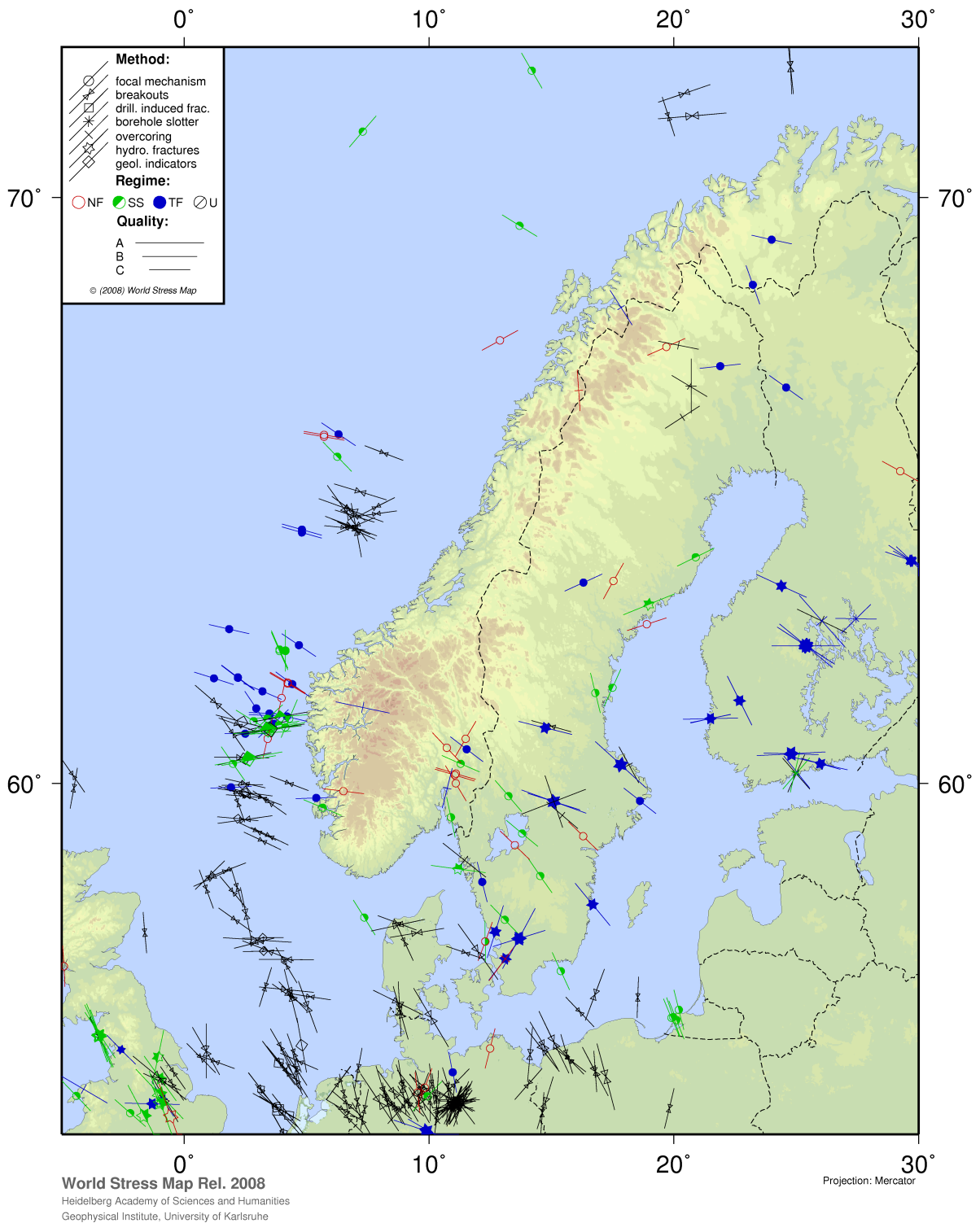
Strukturbetingede spenninger kan forårsake at vertikalspenningene er høyere enn antatt ut fra overdekning. Residualspenninger kan også ofte føre til at det forekommer vertikalspenninger som er høyere enn det gravitasjonsteorien tilsier. De fleste målemetoder er ikke i stand til å skille residualspenninger fra de øvrige spenningskomponentene. Dersom det ikke finnes diskontinuiteter og bergartsgrenser i området, og de høye vertikalspenningene ikke kan forklares på noen annen måte, kan residualspenninger være årsaken til de forhøyede spenningene (Myrvang, 2001).

Høye horisontalspenninger kan skyldes en kombinasjon av både residualspenninger, tektoniske spenninger og gravitasjonsspenninger. Horisontalspenningen er svært ofte høyere enn de gravitative horisontalspenningene, og ganske ofte er den maksimale horisontalspenningen høyere enn vertikalspenningen. I Norge er det særlig høye horisontalspenninger i prekambriske grunnfjellsbergarter i områder på Vestlandet, Trøndelag, Finnmark og i grunnfjellsvinduene i Nord-Norge, og også i permiske intrusiver i Oslofeltet (Myrvang, 2001).

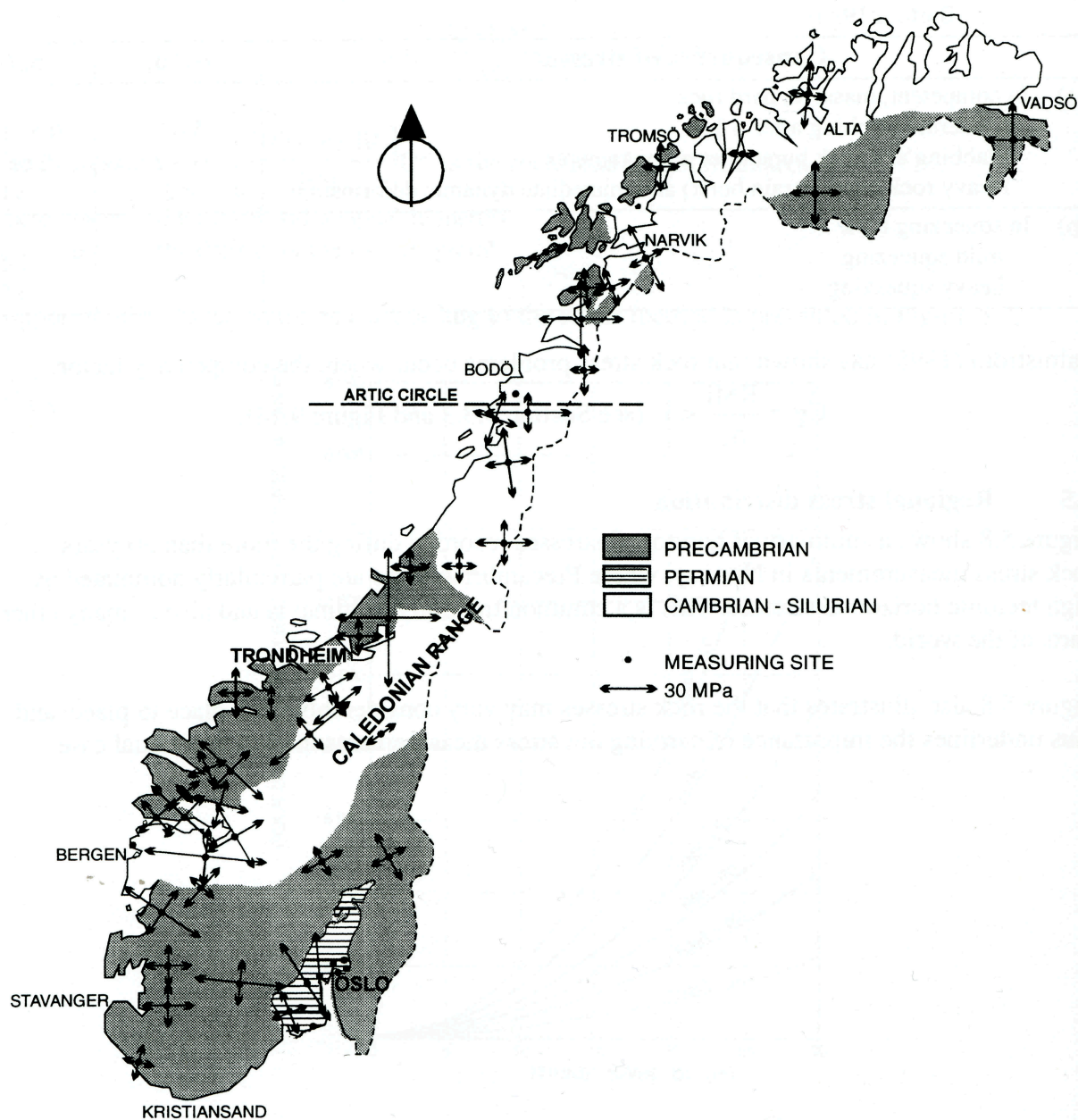
Hovedårsaken til det en ser av horisontalspenninger i Norge og ellers i Fennoskandia i dag antas å skyldes platetektonikk. En indikator på dette er at de høye horisontalspenningene kan finnes i en rekke bergarter av ulik geologisk alder. I tillegg til de prekambriske grunnfjellsbergartene og permiske intrusivene som er nevnt over, er det også registrert høye horisontalspenninger i flere kambro-siluriske bergarter (bl.a. kalksteiner og marmor), samt i Sveagruva på Svalbard hvor en har svært unge sedimentære bergartslag (Myrvang, 2001).

Figur 4-1 og 4-2 viser horisontalspenninger i hhv. Skandinavia og Norge. Retningene på spenningene støtter opp om teorien om teorien om topografiske spenninger som er forårsaket av "ridge-push" og spredning ved den midtatlantiske ryggen. Som en kan se av figurene er spenningene hovedsakelig orientert enten tilnærmet normalt eller parallelt spredningsryggen og den kaledonske fjellkjede.



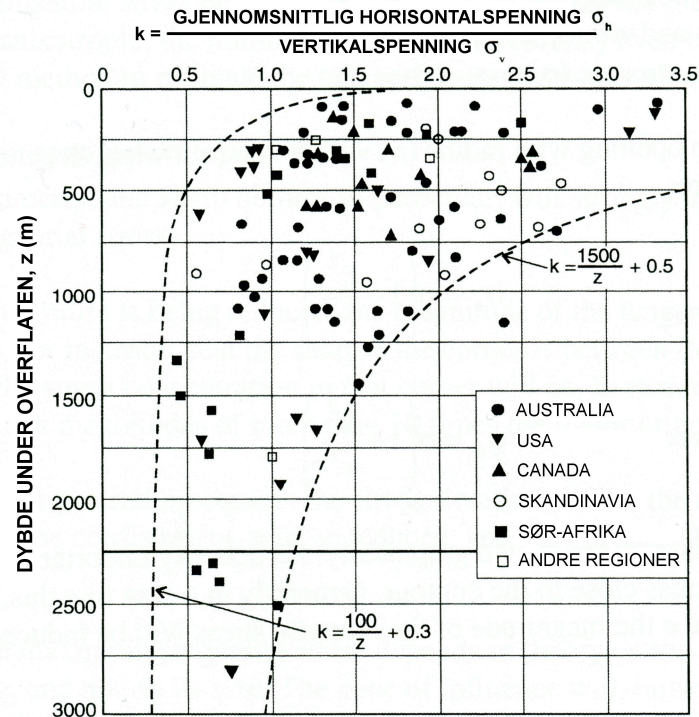


Figur 4-1: Kart som viser horisontalspenninger i Skandinavia (Heidbach et al., 2008).



Figur 4-2: Horisontalspenningenes orientering og størrelse i Norge (Myrvang, 2001; NBG, 2000).

Forholdet mellom gjennomsnittlig horisontalspenning og vertikalspenning kan som tidligere nevnt uttrykkes med en faktor  $k$ . Variasjoner for denne faktoren i forhold til dybde under overflaten i ulike deler av verden er vist i figur 4-3. Som en ser av figuren kan forholdet være over 3. I Skandinavia er typisk  $k$ -verdi 2 – 3.



**Figur 4-3: Variasjon i  $k$ -faktoren som funksjon av dybde under overflaten i ulike deler av verden (NBG, 2000).**

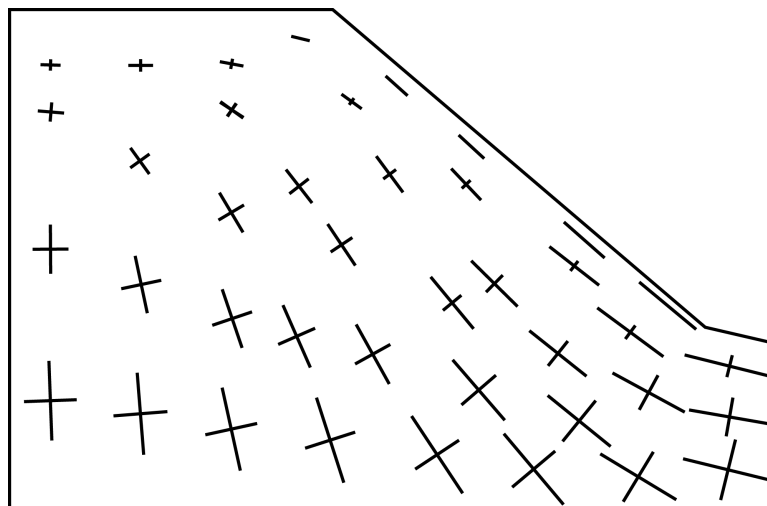
Med mindre en har et område med plane sedimenterte bergmasser, vil det altså kunne være et svært komplisert spenningsbilde satt sammen av en rekke spenninger fra ulike geologiske prosesser. For å kunne fastslå in-situ spenningsene med større sikkerhet vil det være helt nødvendig å foreta spenningsmålinger.

## 4.2 Spenninger i dalsider

Topografi vil ha en viktig påvirkning på orientering og størrelse av spenningsene i fjellet. Når overflaten ikke er horisontal, vil ikke spenningsene lenger være orientert horisontalt og vertikalt. Retningene på hovedspenningsene vil tilpasses topografien som vist i figur 4-4.

I områder med markert topografi vil en av hovedspenningsene være orientert vertikalt og parallelt overflaten, mens en annen vil være orientert normalt på overflaten. I tillegg vil en tredje hovedspenning være orientert parallelt topografien og tilnærmet horisontal. Dersom en har et gravitativt spenningsfelt vil største hovedspenning  $\sigma_1$  være vertikal og parallell topografien, mellomste hovedspenning  $\sigma_2$  vil være tilnærmet horisontal og rettet parallelt overflaten, og minste hovedspenning  $\sigma_3$  vil stå normalt på overflaten. I områder hvor en har store horisontalspenninger kan spenningsbildet

imidlertid se noe annerledes ut.  $\sigma_1$  kan da være orientert horisontalt og parallell topografien,  $\sigma_2$  steiltstående og parallell topografien, og  $\sigma_3$  normalt på overflaten. I dalbunner vil det alltid forekomme store horisontale spenningskonsentrasjoner (Myrvang, 2001).



Figur 4-4: Spenningenes orientering i fjellsider (Etter Broch og Sørheim, 1984).

Topografiens påvirkning avtar gradvis med avstanden fra overflaten. Nedover i fjellet orienteres spenningsene gradvis horisontalt og vertikalt (Myrvang, 2001). Hvor dypt topografiens påvirkning rekker er avhengig av graden av topografisk variasjon. Det er funnet at bredere fjellrygger og daler fører til at den topografiske effekten virker dypere ned i fjellet og påvirker et videre område (Pan, Amadei, & Savage, 1994).

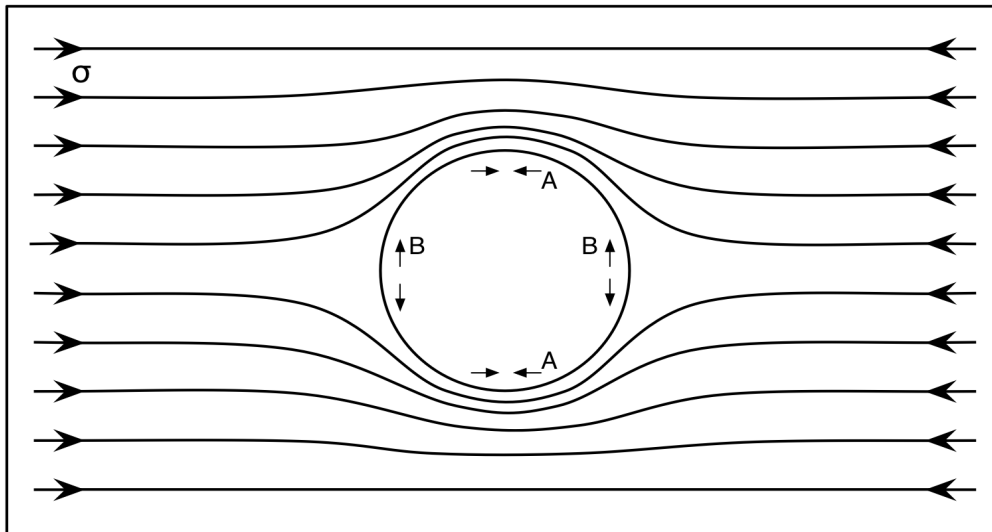
### 4.3 Induserte spenninger

Spennings situasjonen i berget vil påvirkes når det tas ut masse og anlegges en åpning i fjellet. In-situ spenningsfelt vil endres som følge av at spenningsene som ble tatt opp av massen som fjernes nå blir overført og fordelt på de gjenværende massene. I teorien vil det oppstå spenningsforandringer i ethvert punkt som ikke ligger uendelig langt borte fra åpningen (Myrvang, 2001). Omlagringen av spenninger skjer nær overflaten av bergrommet og spenningsgradienten er her meget stor (Russenes, 1974). I praksis kan en regne åpningens innflytelse på spenningsfeltet for å opphøre i en avstand lik  $1 - 1,5 \times$  diameteren av bergrommet (Hoek, 2007; Myrvang, 2001).

#### 4.3.1 Spenninger rundt sirkulære åpninger

Spenningsomlagringen som inntreffer rundt et bergrom med sirkulært tverrsnitt plassert i et horisontalt spenningsfelt er illustrert i figur 4-5. Spenningsfeltet er her fremstilt med kraftlinjer. Når åpningen etableres fjellet vil en få en avbøyning av kraftlinjene og det vil oppstå en spenningskonsentrasjon i den delen av konturen hvor tangenten er parallell med største hovedspenning. Samtidig vil en i retningen vinkelrett på største hovedspenning få indusert strekkspenninger. I tilfellet som er illustrert i figur

4-5 hvor en har et horisontalt spenningsfelt, vil en få spenningskonsentrasjoner i heng og såle (punkt A) og strekkspenninger i veggene (punkt B).



**Figur 4-5: Omlagring av spenninger rundt bergrom med sirkulært tverrsnitt.**

Størrelsen på de induserte spenninger er avhengig av størrelsen på in-situ spenninger. Retningen til spenningerne in-situ avgjør hvilke områder av tunnelperiferien som opplever trykk- og strekkspenninger. Ved hjelp av Kirschs ligninger kan en beregne hvordan spenningerne varierer rundt en sirkulær åpning. I et punkt på et plan som skjærer tunnelaksen normalt vil en ved hjelp av elastisitetsteori kunne sette opp følgende ligninger for tangentialspenningen  $\sigma_t$ , radialspenningen  $\sigma_r$  og skjærspenningen  $\tau_{rt}$  i et spenningsfelt med største og minste hovedspenning  $\sigma_1$  og  $\sigma_3$  (se også figur 4-6) (Selmer-Olsen, 1966):

$$\sigma_t = \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) \times \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \left(1 + 3\frac{a^4}{r^4}\right) \times \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \quad [4.4]$$

$$\sigma_r = \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) \left[ \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \left(1 - 3\frac{a^2}{r^2}\right) \times \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \right] \quad [4.5]$$

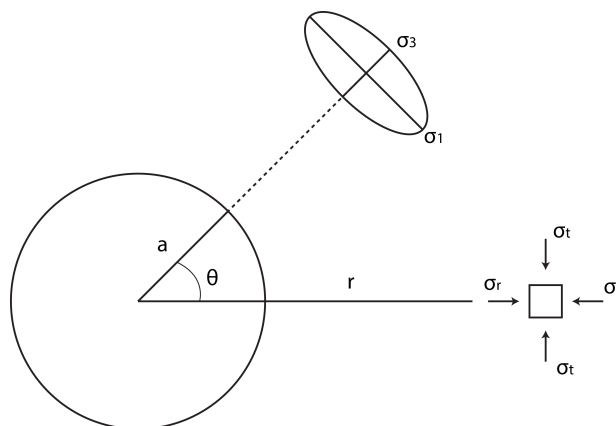
$$\tau_{rt} = \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2} \times \left(1 + 2\frac{a^2}{r^2} - 3\frac{a^4}{r^4}\right) \sin 2\theta \quad [4.6]$$

hvor  $a$  = radius av åpningen

$r$  = avstand fra åpningens sentrum

$\theta$  = vinkelen mellom minste hovedspenning  $\sigma_3$  og vektoren  $r$

Det kan være interessant å merke seg at spenningerne er uavhengige av de elastiske egenskapene til bergarten; elastisitetsmodulen  $E$  og Poissons ratio  $\nu$ .



**Figur 4-6: Tangential- og radialspenninger (Etter Selmer-Olsen, 1966).**

Ved hjelp av formel 4.4 - 4.6 kan tangential-, radial, og skjærspenningene i hvilket som helst punkt rundt åpningen beregnes for alle forhold mellom største og minste hovedspenning. Dersom en tar for seg et punkt i overflaten av tunnelen kan formlene forenkles ved å sette  $r = a$ , og en får følgende formler:

$$\sigma_t = \sigma_1 + \sigma_3 + 2(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\theta \quad [4.7]$$

$$\sigma_r = 0 \quad [4.8]$$

$$\tau_{rt} = 0 \quad [4.9]$$

Av formel 4.7 - 4.9 fremkommer det at både  $\sigma_r$ ,  $\sigma_t$  og  $\tau_{rt}$  er uavhengig av tunnelens radius  $a$  i tunnelperiferien.  $\sigma_r$  og  $\tau_{rt}$  er i tillegg uavhengig av vinkelen til minste hovedspenning  $\theta$  og vil alltid være null i tunneloverflaten.

Største tangentialspenning  $\sigma_{tmax}$  vil forekomme ved  $\theta = 0$  og  $\theta = \pi$  og gis av følgende formel:

$$\sigma_{tmax} = 3\sigma_1 - \sigma_3 \quad [4.10]$$

Når  $\sigma_3 \gg \sigma_1$  vil  $\sigma_{tmax} = 3\sigma_3$

Likeledes vil minste tangentialspenning forekomme ved  $\theta = \frac{\pi}{2}$  og  $\theta = \frac{3\pi}{2}$ , og en får følgende formel:

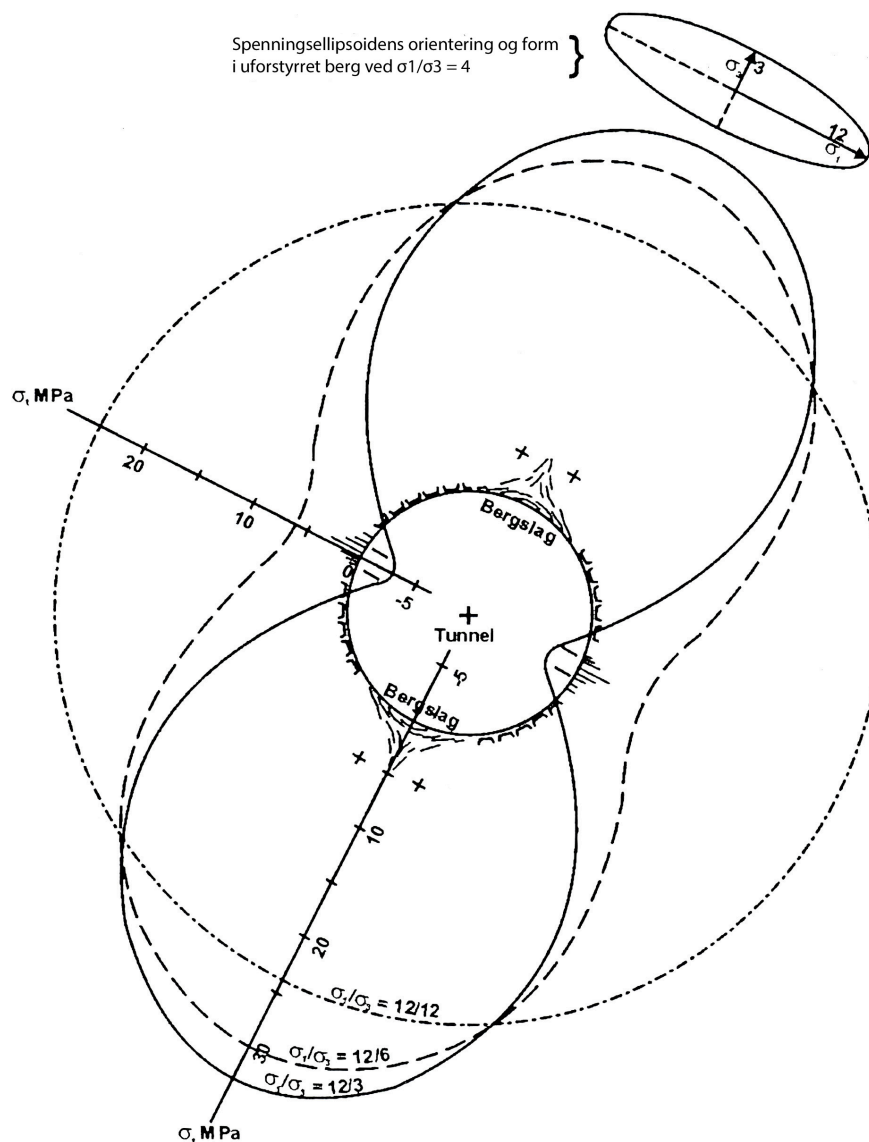
$$\sigma_{tmin} = 3\sigma_3 - \sigma_1 \quad [4.11]$$

Dersom  $\sigma_{tmin} < 0$  vil det oppstå strekkspenninger i tunnelperiferien. Dette inntreffer i tilfeller der en har stor spenningsanisotropi i fjellet slik at  $\sigma_3 < \frac{1}{3}\sigma_1$ .

Ved enakset spenningstilstand ( $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ ), som illustrert i figur 4-5, forenkles formel 4.10 og 4.11 til følgende uttrykk:

$$\sigma_{tmax} = 3\sigma_1$$

$$\sigma_{tmin} = -\sigma_1$$



**Figur 4-7: Fordeling av tangentialspenninger rundt en sirkulær åpning ved ulike forhold mellom største og minste hovedspenning (Selmer-Olsen, 1966).**

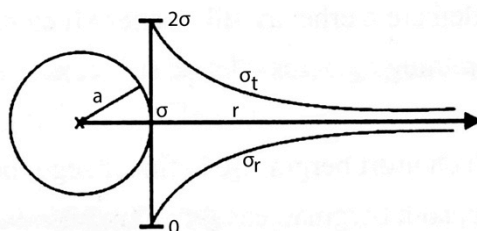
Figur 4-7 gir en grafisk fremstilling av hvordan tangentialspenningene varierer rundt tunnelperiferien for ulike forhold mellom største og minste hovedspenning. De tre tilfellene viser situasjonen når forholdet  $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$  er henholdsvis 1, 2 og 4.

Det første tilfellet viser en spesiell situasjon hvor en har en hydrostatisk spenningstilstand ( $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma$ ). En vil da få en tangentialspenning som er like stor rundt hele tunnelperiferien og har en verdi  $2\sigma$ . En vil med andre ord få induisert tangentialspenninger som er dobbelt så store som den opprinnelige spenningen. Når en beveger seg bort fra åpningen vil både tangential- og radialspenningene gå mot  $\sigma$ , som vist i figur 4-8.

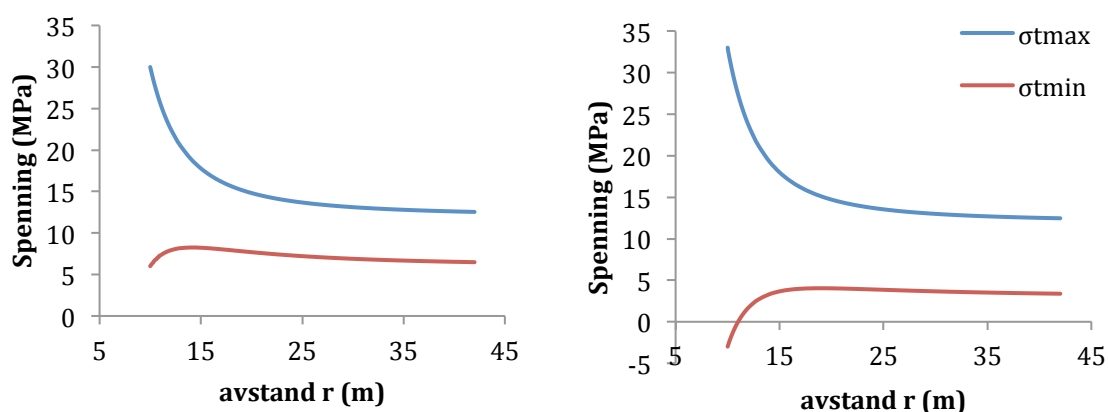
I figur 4-9 er største og minste tangentialspenning plottet som funksjon av  $r$  for  $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$  lik 2 og 4. Det er tatt utgangspunkt i en åpning med radius  $a = 5$  m. Igjen ser en hvordan



spenningspåvirkningen reduseres med økende avstand fra bergrommet. Som tidligere diskutert vil innflytelsen av bergrommet være liten når  $r$  er lik  $2 - 3 a$ . I dette tilfellet ser en at spenningskurvene har stabilisert seg ved  $a$  lik  $10 - 15$  m. Dette faktum gjør at selv om tangentialspenningene teoretisk sett er uavhengige av størrelsen på tunnelprofilen, så vil et større profil bety et større influensområde. Spenningsvollens dybde vil øke med økende størrelse på bergrommet. Figur 4-9 viser i tillegg hvordan  $\sigma_{tmin}$  kan bli negativ avhengig av forholdet mellom  $\sigma_1$  og  $\sigma_3$ .



Figur 4-8: Spenningsfordeling rundt sirkulær åpning ved  $\sigma_1/\sigma_3 = 1$  (Nilsen & Broch, 2009).



Figur 4-9: Tangentialspenninger som funksjon av avstanden  $r$  fra sentrum av åpningen for et bergrom med radius  $a = 5$  m. I grafen til venstre er forholdet mellom største og minste hovedspenning lik 2, i grafen til høyre er forholdet lik 4.

#### 4.3.2 Spenninger rundt ikke-sirkulære åpninger

I praksis vil en ofte være interessert i hvordan de induserte spenningene fordeler seg rundt en ikke-sirkulær åpning i fjellet. Fordelingen av tangentialspenningene vil i stor grad være påvirket av hjørnene på åpningen. Spenningskonsentrasjonen i et gitt punkt på profilets overflate vil være avhengig av krumningsradiusen i dette punktet. Tangentialspenningene øker ved minkende krumningsradius (Nilsen & Broch, 2009).



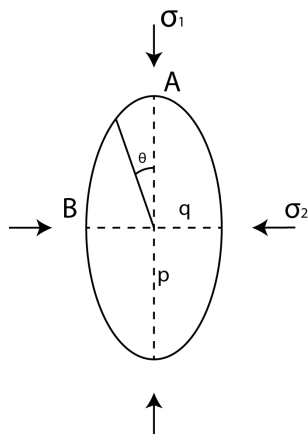
For en elliptisk åpning (Figur 4-10) kom Inglis (1913) frem til følgende generelle uttrykk for hvordan tangentialspenningen varierer i tunneloverflaten:

$$\sigma_t = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)[(p + q)^2 \times \sin^2 \theta - q^2] + 2pq\sigma_2}{(p^2 - q^2) \sin^2 \theta + q^2} \quad [4.12]$$

hvor  $p$  = største ellipseakse

$q$  = minste ellipseakse

$\theta$  = vinkel mellom minste hovedspenning og største ellipseakse  $p$



**Figur 4-10: Elliptisk åpning (Basert på Myrvang, 2001).**

De kritiske punktene for tangentialspenningen vil være i punkt A og B (Figur 4-10), m.a.o. når  $\theta = 0$  og  $\theta = \frac{\pi}{2}$ . Tangentialspenningene vil da kunne beregnes etter formel 4.13 og 4.14.

$$\theta = 0 \quad \sigma_t = \sigma_2 \left( 1 + 2 \frac{p}{q} \right) - \sigma_1 \quad [4.13]$$

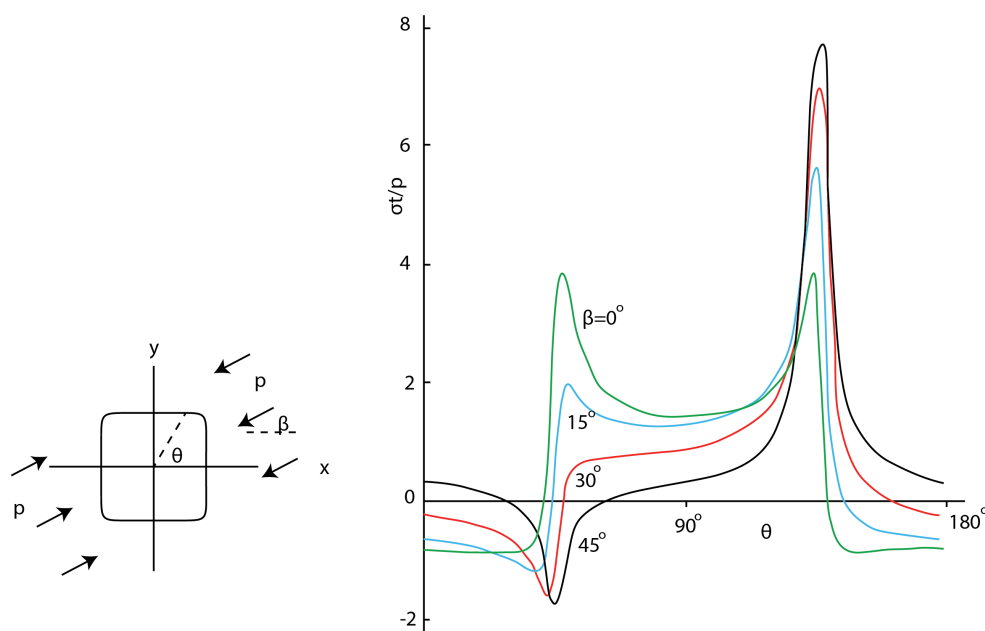
$$\theta = \pi \quad \sigma_t = \sigma_1 \left( 1 + 2 \frac{q}{p} \right) - \sigma_2 \quad [4.14]$$

Den maksimale tangentialspenningen vil opptre når  $\theta = 0$ . Ellipsens lengste akse vil da være parallell med retningen til største hovedspenning. Størrelsen av spenningene er også avhengig av orienteringen til ellipsen. Dersom ellipsens lengste akse orienteres normalt på største hovedspenning, vil en få en høyere maksimal tangentialspenning enn for orienteringen vist i figur 4-10 hvor en har en parallell orientering. Den maksimale tangentialspenningen vil øke med økende forhold mellom  $p$  og  $q$ . En generell regel for elliptiske åpninger er at det spenningsmessig er mest gunstig med et tverrsnitt hvor akseforholdet er likt forholdet mellom største og minste hovedspenning og hvor lengste akse orientert parallellt største hovedspenning (Myrvang, 2001). Tangentialspenningen vil da være lik  $\sigma_t = \sigma_1 + \sigma_2$  i alle punkter rundt kanten av åpningen.

Betraktningene over gjelder kun for en perfekt ellipseform. I de fleste reelle tilfeller vil en ha et tverrsnitt som avviker fra den ideelle sirkel eller ellipseform, og en orienteringen av aksene som avviker fra hovedspenningsaksen, og analysen vil da bli

svært komplisert. Vegtunneler avviker noe fra sirkulært tverrsnitt, men standard tunnelprofiler gitt av Statens Vegvesen er tilnærmet sirkulært bortsett fra selve kjørebanelen. For å estimere hvordan tangentialspenningene arter seg rundt en vegtunnel kan en derfor anta tilnærmet sirkulært tverrsnitt (Myrvang, 2001). For mer nøyaktige vurderinger vil det være nødvendig å ta i bruk numeriske metoder.

I figur 4-11 illustreres tangentialspenningenes fordeling rundt en tilnærmet kvadratisk åpning. I hjørnene av slike bergrom vil krumningsradiusen være liten og det vil oppstå store spenningskonsentrasjoner. Figuren tar utgangspunkt i et rom hvor krumningsradiusen i hjørnene er lik 1/16 av sidelengden, og som er utsatt for en enaksial hovedspenning som fjernt fra rommet er lik  $p$ .  $\beta$  er vinkelen mellom spenningen retning og rommets orientering. Figuren illustrerer hvordan tangentialspenningen varierer rundt periferien av åpningen ved fire ulike orienteringer av  $p$ :  $\beta = 0^\circ, 15^\circ, 30^\circ$  og  $45^\circ$ . Høyest tangentialspenning får en når  $\beta = 45^\circ$  og denne er da 8 ganger så stor som den opprinnelige spenningen  $p$  i bergmassen.



**Figur 4-11: Tangentialspenningen rundt overflaten av en kvadratisk åpning (Etter Russenes, 1974).**

Hoek og Brown (1980) har utviklet en metode for å estimere tangentialspenningene i vegger og tak for bergrom med et utvalg ulike former basert på en rekke detaljerte numeriske analyser. Tangentialspenningen i tak og vegger,  $\sigma_{tr}$  og  $\sigma_{tw}$  finnes ved hjelp av hhv. formel 4.15 og 4.16.


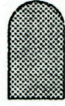







$$\sigma_{tr} = (A \times k - 1) \sigma_v \quad [4.15]$$

$$\sigma_{tw} = (B - k) \sigma_v \quad [4.16]$$

- hvor
- $A$  og  $B$  = faktorer avhengig av formen til bergrommet
  - $k$  = forhold mellom horisontal- og vertikalspenning
  - $\sigma_v$  = in-situ vertikalspenning

Verdier for faktorene  $A$  og  $B$  for ulike typer bergrom er definert i figur 4-12.

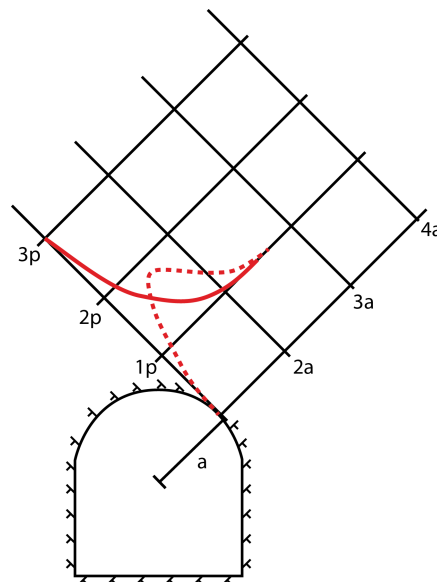
En bør merke seg at disse beregningene ikke får frem hvilken side av profilet de største spenningskonsentrasjonene vil forekomme i tilfeller hvor hovedspenningene ikke er horisontal/vertikal.

	Tunnelform								
									
<b>A</b>	5.0	4.0	3.9	3.2	3.1	3.0	2.0	1.9	1.8
<b>B</b>	2.0	1.5	1.8	2.3	2.7	3.0	5.0	1.9	3.9

Figur 4-12: Formfaktorer for beregning av tangentialspenninger i heng og vegger av bergrom (NBG, 2000).

#### 4.3.3 Innflytelse av bergmassens deformasjonsegenskaper

Når det sprenges ut en tunnel vil bergmassen bli påvirket av sprengingen et visst stykke innover i fjellet. Berget vil her være mer oppsprukket enn den øvrige bergmassen. Denne oppsprekningen vil medføre at berget her har lavere E-modul og er dårligere i stand til å ta opp spenning. Spenningsvollen som oppstår vil derfor ikke nødvendigvis ha sitt maksimum i kanten av bergrommet som vist i figur 4-8, men kan være skjøvet innover i berget (Selmer-Olsen, 1966).



Figur 4-13: Tangentialspenninger som funksjon av deformasjonsevne (Etter Selmer-Olsen, 1966). Heltrukket linje: bergmasse med liten deformasjon. Stiplet linje: stor deformasjon.  $p$  er opprinnelig spenning i bergmassen.

Figur 4-13 illustrerer forløpet av tangentialspenningen ut fra et bergrom ved liten og stor grad av deformasjon av bergmassen. For en bergart med liten mulighet for plastisk og elastisk deformasjon før den går i brudd, og som er lite oppsprukket, vil en få spenningsvullen helt inntil tunneloverflaten. Vollens form vil samtidig ha en skarpere form enn det som er tilfelle for en bergart med større deformasjonsevne.

## Kapittel 5 Bergtrykk og stabilitet

Faren for at bergmassen skal gå i brudd må vurderes ut fra bergmassens styrke og størrelsen på spenningene rundt tunnelprofilet. Dersom spenningen blir stor eller liten nok i forhold til bergmassens styrke, kan det oppstå trykk- eller strekkbrudd rundt tunnelperiferien. Bergmassens evne til å motstå strekkspenninger er vanligvis meget lav og det kan lett dannes riss og sprekker i strekkområdene rundt tunnelprofilet. Dersom strekkområdet befinner seg i hengen av tunnelen kan det utgjøre et stabilitetsproblem på grunn av at blokker kan falle ned som følge av liten innspenning (Nilsen & Broch, 2009).

Bergtrykk er en av hovedfaktorene som har innvirkning på stabiliteten av norske fjellanlegg (Brekke & Selmer-Olsen, 1966). Det er knyttet stor usikkerhet til denne problematikken ettersom det kan være vanskelig å forutsi om og hvordan bergtrykksproblemer vil forekomme. Eventuelle bergtrykksproblemer kan få store konsekvenser for drivingen av tunnelen både med tanke på tids- og kostnadsbruk, samt for sikkerheten i tunnelen.

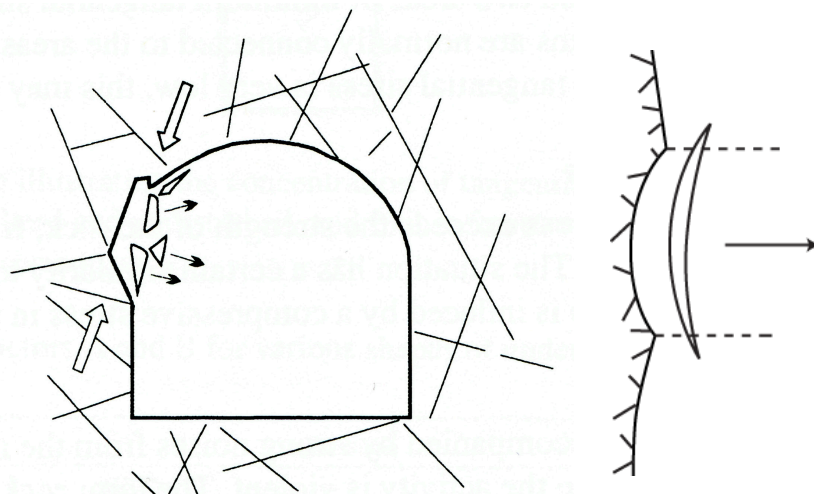
Ustabilitet som følge av høye spenninger kommer i form av bergslag eller skvising/tyteberg (squeezing rock). Skvising opptrer som sakte bevegelse av tunneloverflaten inn mot sentrum av tunnelen, og forekommer i duktile, svake bergarter som evaporitter, leirstein, kleberstein etc. Denne type problem er ikke vanlig i Norge og vil ikke diskuteres videre her (Nilsen & Broch, 2009).

I harde kompetente bergarter som en har mye av i Norge opptrer bergtrykksproblemer som bergslag av ulik intensitet. Mange av tunnelene i Norge er lokalisert langs bratte fjord- og dalsider og gjennom høye fjell som består av nettopp denne type bergarter, eksempelvis de metamorfe bergartene som dekker store deler av Vestlandet. Bergtrykksproblemer kan oppstå som følge av høye eller anisotrope spenninger som har en ugunstig orientering i forhold til tunnelen (Broch & Sørheim, 1984).

### 5.1 Bergtrykksproblemer

Betydningen av begrepet bergslag er vanligvis en hurtig frigjøring av steinflak og blokker fra konturen i et bergrom (Russenes, 1974). Når tangentialspenningene rundt et bergrom blir tilstrekkelig store vil det dannes bruddplan i bergmassen. Som en følge av at strekkfastheten vanligvis er betydelig lavere enn trykkfastheten til bergarten, vil bruddene som dannes i trykksonen være strekkbrudd (Selmer-Olsen, 1966). Bruddplanene vil stå tangentielt på bergrommets overflate i samme retning som største hovedspenning. Dannelsen av bruddene kan følges av lyder. Ved mindre rissdannelser kan det høres som små knepp, mens store sprekke-dannelser kan føre til kraftige smell. Dette fenomenet kalles for *sprakeberg* (Nilsen & Broch, 2009).

Ved middels høye spenninger vil oppsprekningen føre til det en kaller *bomt berg*. Det vil da være sprekker til stede et stykke inn i fjellet som gjør at en kan høre en hul lyd (bomlyd) dersom en slår på fjelloverflaten. Lyden vil i slike tilfeller være mindre skarp og ha en lavere tone enn for berg som ikke er oppsprukket. Ved noe høyere spenninger vil det kunne oppstå *avskalling* i overflaten i bergrommet. Dersom spenningsnivået er høyt nok kan dette skje med voldsom kraft og store steinflak kan slynges ut i rommet. Slike kraftige spenningsutløsninger er det som betegnes *bergslag* (Nilsen & Broch, 2009). Det engelske begrepet for bergslag, *rock burst*, er vanligvis forbundet med alvorlig ras og kollaps og er kun unntaksvis relevant for annet enn dype gruver (NBG, 2000). Avskalling og brå utskyting av bergfragmenter fra tunnelflaten er av Ortlepp og Stacey (1994) gitt betegnelsen *strain burst*. Figur 5-1 viser prinsippet for bergslag og avskalling og hvordan flakene som løsner eller kastes ut ofte er større enn hulrommet som står igjen i veggen (Selmer-Olsen, 1966).



**Figur 5-1: Illustrasjon av bergslag og avskalling (NBG, 2000; Selmer-Olsen, 1966). Figuren til høyre illustrerer hvordan løsnete flak er større enn gjenstående hull.**

### 5.1.1 Bergtrykkets uttrykksform

Bergtrykkproblemenes karakter og omfang, samt hvor i konturen de opptrer er avhengig av mange parametere, som f.eks. bergets mekaniske egenskaper, bergmassens struktur (anisotropi, sprekker, etc.), in-situ spenningsfelt (størrelse og orientering), bergrommets utforming og plassering, og eksterne forhold som topografi og drivemetode (Amadei & Stephansson, 1997).

Når det kommer til bergartens mekaniske egenskaper er det særlig deformasjonsegenskapene og mineralogi som er viktig (Panthi, 2012a). I svake og sprø, krystalline bergarter med lav strekkfasthet vil det forekomme avskalling ved lavere bergtrykk enn i sterkere og seigere bergarter. Det dannes lett bomflak, men sprakingen er generelt mer beskjeden. Det er ofte lite nedfall på grunn av at bomflak ikke løsner fullstendig fra fjelloverflaten. I middels sprø og seige, massive bergarter er bergslaget

mer konstant og lydene mye mer intense. Steinflak vil i større grad frigjøres fullstendig og ofte med stor kraft slik at de kastes inn i tunnelrommet (Selmer-Olsen, 1966).

Noen sprø bergarter som forekommer som meget massivt fjell er granitter, syenitter, dioritter, krystalline skifere og gneis. Dette er bergarter som gjerne er disponert for bergtrykksproblemer (Selmer-Olsen, 1966). Broch & Sørheim (1984) har vist at bergslagsaktiviteten øker med økende bergartsstyrke og at sterke bergarter gir de mest alvorlige bergslagsproblemenene. De sterkeste bergartene er også de stiveste bergartene og vil med andre ord være i stand til å ta opp mer energi enn de svakere og mykere bergartene. Ved et brudd vil det derfor bli frigjort mer energi og intense bergslag kan forekomme (Broch & Sørheim, 1984).

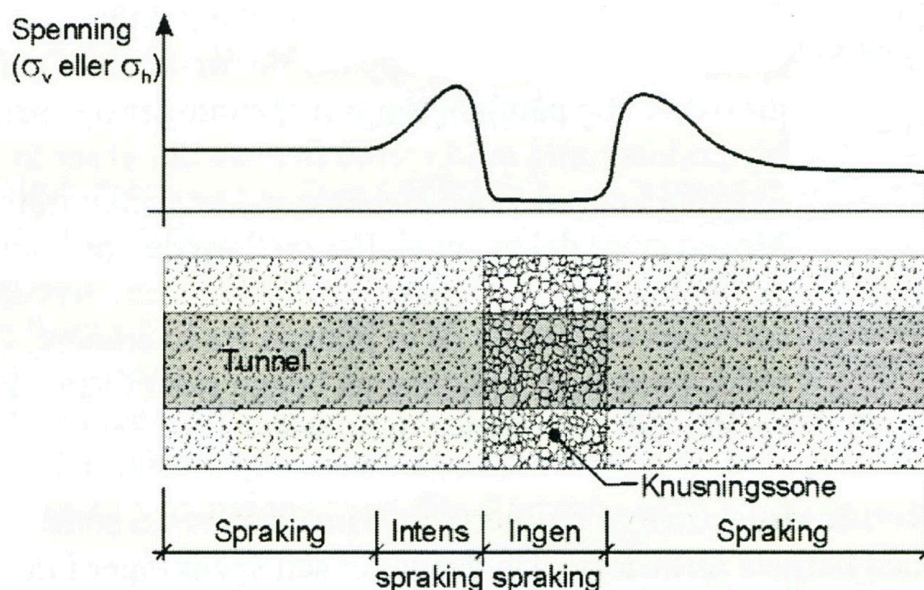
I svært skifrige bergarter vil det lett oppstå bergtrykksfenomener i områder hvor skifrihetsplanene står tangentialt på tunneloverflaten (Selmer-Olsen, 1966). I bergarter med markant anisotropi vil bergslag inntreffe ved lavere spenningsnivå enn for homogene bergarter. Normalt på skifrihetsplanet vil bergarten ha lav strekkfasthet og avskalling kan lett oppstå (Russenes, 1974). Avskalling langs skifrihetsplanet vil kunne skje til tross for at skifriheten danner en liten vinkel med retningen av største hovedspenning (Nilsen & Broch, 2009). En kan da oppleve å få bergtrykksproblemer et annet sted enn først antatt ut fra spenningenes orientering.

Graden av oppsprekking påvirker bergtrykket uttrykksform. Viktige faktorer ved oppsprekkingen er orientering i forhold til bergrom og spenninger, grad av oppsprekking, og friksjonsegenskaper. For sprekkenes retning gjelder samme prinsipp som ved anisotrope bergarter, og avskalling vil skje langs sprekkeflater parallelt overflaten og største tangentialspenning. I godt sammenhengende bergmasser med stor oppsprekingsgrad og ru sprekkeflater, vil bergslagsaktiviteten være begrenset. Ved glatte sprekker vil en ofte få mer omfattende aktivitet med utfall som vil foregå lydløst (Nilsen & Broch, 2009).

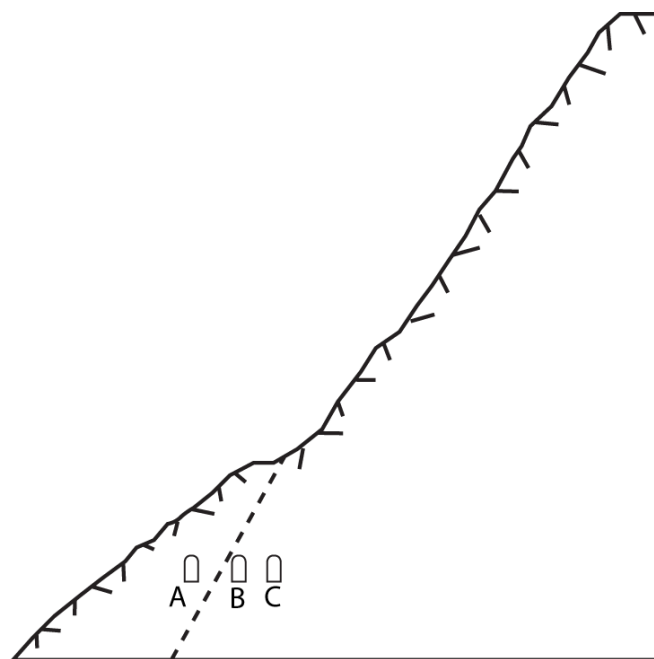
I de sterke bergartene vil det kun oppstå sekundær oppsprekking som følge av spenninger i nærheten av tunneloverflaten. For svakere bergarter vil sonen av oppsprukket bergmasse kunne strekke seg mye lenger inn i bergmassen. Disse bergartene vil derfor gi en dypere sone med reduserte spenninger, noe som gir lavere bergslagsintensitet (Broch & Sørheim, 1984). I tillegg til naturlige sprekker og spenningsinduserte sprekker, vil drivemetoden ha en innvirkning på bergmassen. Bergtrykksproblemer er funnet å være et større problem ved driving med TBM i forhold til konvensjonell drift med boring og sprengning (Ortlepp & Stacey, 1994; Palmström, 1995). Dette kommer av at sprengningsinduserte sprekker rundt konturen forårsaker spenningsavlastning og mindre fare for bergslag sett i forhold til TBM drift.

Ved tilstedeværelse av knusning- eller leirsoner, kan en oppleve både økte og reduserte spenninger i bergmassen. Som nevnt i kapittel 4.1.4 kan det forekomme endringer i hovedspenningenes retning og størrelse ved passering av knusningssoner. I slike soner vil berget ha relativt lav E-modul. Dette gjør at en får en spenningskonsentrasjon i det nærliggende berget før og etter sonen (Figur 5-2). Som et resultat av dette kan en

oppleve bergtrykksproblemer rett før en går inn i en svakhetssone. Problemene kan så avta innenfor selve sonen for så å øke igjen når en kommer ut av sonen (Myrvang, 2001).



Figur 5-2: Variasjon i spenningsnivå ved passering av svakhetssone (Myrvang, 2001).



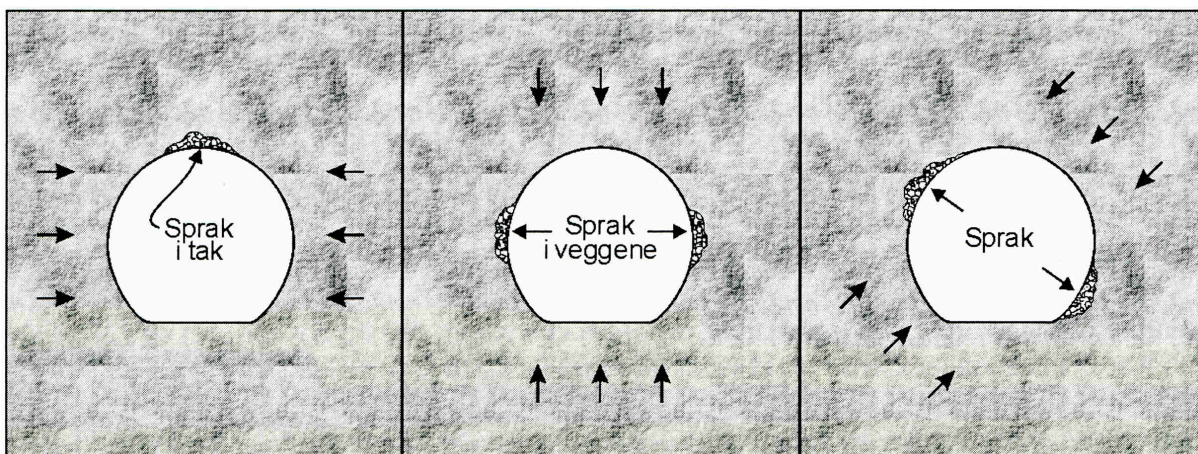
Figur 5-3: Spenningsnivå ved ulik plassering av anlegg i dalside hvor det finnes en spenningsavlastende sleppe/svakhetssone (etter Russenes, 1974).

Dersom det finnes avskjærende leirslepper eller svakhetssoner i dalsider kan dette føre til redusert innflytelse av bakenforliggende fjellmassiver og avspenning av bergmassen (Selmer-Olsen, 1966). Figur 5-3 viser tre tunnelprofiler i en dalside som i ulik grad påvirkes av en leirsleppe. I punkt C kan spenningsnivået karakteriseres som "normalt". Spenningsnivået i punkt B er høyt, mens bergmassen i punkt A er avspenning og spenningsnivået er lavt.



Bergtrykksproblemer oppstår i delene av konturen hvor en har den største tangentialspenningen. Maksimal tangentialspenning opptrer i retning av største hovedspenning og bergslagets forekomst rundt konturen vil derfor være avhengig av orienteringen og størrelsen på hovedspenningene. For anlegg plassert i bergmasser med høye horisontalspenninger vil en hovedsakelig oppleve bergtrykksproblemer i heng og såle, mens det for anlegg i bergmasser med høye vertikalspenninger vil oppstå størst problemer i veggene. I dype gruver hvor alle hovedspenningene kan bli meget høye, er det muligheter for bergslagsproblemer rundt hele profilet (Amadei & Stephansson, 1997).

I norske fjellanlegg er det vanligst å oppleve problemer som følge av anisotrope spenningsforhold, enten på grunn av topografi eller som et resultat av store horisontale spenninger. Ved driving av tunneler parallelt bratte dalsider og hvor største hovedspenning i planet vinkelrett på tunnelens akseretning følger topografien, kan en forvente bergtrykksproblemer i delen av hengen som vender ut mot dalsiden og i overgangen mellom såle og vegg i siden som vender inn i fjellet. Bergslagets forekomst ved ulik orientering av største hovedspenning er presentert i figur 5-4.

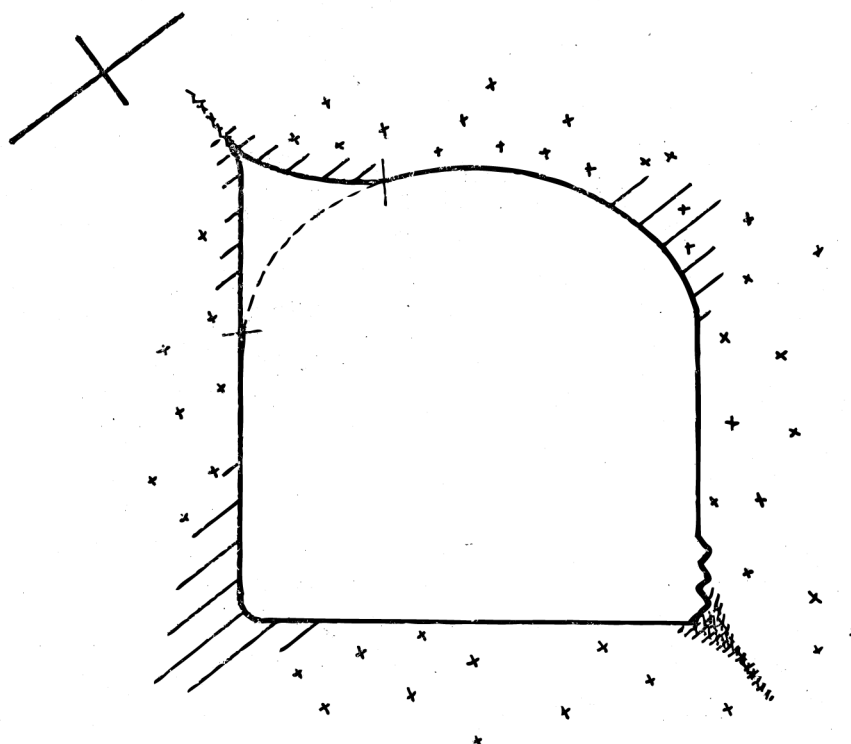


**Figur 5-4: Bergtrykksproblemers plassering i profilet ved ulik spenningsorientering (Myrvang, 2001).**

I fjellsider og andre områder med stor spenningsanisotropi kan det forekomme såkalt kjøldannelse dersom bergslag får utvikle seg fritt (Nilsen & Broch, 2009). Det dannes da strekkbruddsprekker parallelt med overflaten etter frisprenghing. Disse sprekkenes avløses med skjærbrudd i endene og steinflaket smeller ut. Som følge av dette flyttes spenningsvollene innover i fjellet og nye strekkbrudd dannes parallelt med overflaten som er noe kortere enn foregående sprekker. Prosessen vil fortsette inntil det er dannet en kjøle inn i overflaten av tunnelen og konturen stabiliseres ved at løsblokker er godt innspent av omkringliggende fjell. Kjølførmens fortsettes som en knusningsone et stykke innover i fjellet (Russenes, 1974). Figur 5-5 viser kjølførm som dannes ved typiske dalsidespenninger.

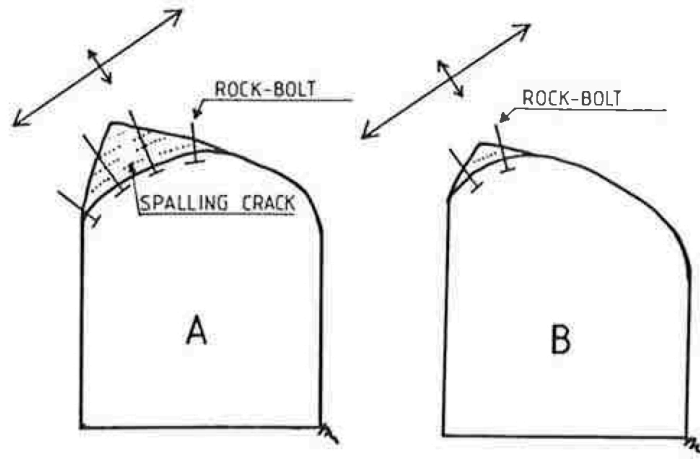
Bergrommets form, orientering og størrelse vil ha innflytelse for hvordan eventuelle bergtrykksproblemer utarter seg. En større profil gir en dypere spenningsvoll og

innflytelsessone. Dette kan føre til mektigere avskallingsflak og større deformasjoner (Selmer-Olsen, 1966). Dersom det er mulig å endre på tunnelprofilet, kan dette være hensiktsmessig med tanke på å redusere bergtrykksproblemer. Dersom en reduserer overflatearealet som tangerer største hovedspenning, vil en kunne begrense området hvor bergslag og avskalling kan forekomme (Figur 5-6). Samtidig er det viktig å være klar over at dette øker intensiteten på bergtrykket lokalt (Nilsen & Broch, 2009). Videre vil det være viktig å unngå høye rette vegger i bergmasser med store vertikalspenninger. Ved høye horisontale spenninger kan en bruke samme metode som ved anisotrope dalsidespenninger ved å spisse hengen for å begrense arealet utsatt for bergtrykk.



**Figur 5-5: Kjøldannelse i vederlag (Russenes, 1974).**

For vegtunneler vil trasévalget vanligvis være vanskelig å endre på. Fjellhaller, tilløpstunneler, etc. kan i større grad orienteres fordelaktig i forhold til retningen på hovedspenningene. Det er ønskelig å orientere bergrommet slik at tangeringsflaten blir minst mulig for å begrense bergslagsproblemer til en del av konturen hvor de lett lar seg håndtere eller hvor skadevirkningene er beskjedne (Russenes, 1974). Dersom det er mulig å flytte anlegget lenger inn i fjellet kan dette være gunstig ettersom dalsideeffekten og anisotropien reduseres lenger inn i fjellmassivet. Det er samtidig viktig å være oppmerksom på at det generelle spenningsnivået kan være høyere lenger inn i massivet.



**Figur 5-6: Illustrasjon av omfang av avskaling i tunneloverflate før (A) og etter (B) endring av tunnelprofil (Palmström, 1995).**

Bergslagsintensiteten vil være størst like etter frisprenning hvorpå den etter hvert vil avta ved at trykket rundt konturen omlagres og utjevnes inntil det inntreer en likevektstilstand. Erfaring tilsier at reduksjonen av bergslagsintensiteten vil avta forholdsvis raskt ved høye spenningsnivå, mens prosessen vil gå noe mer langsomt ved moderate og lavere spenningsnivå. I sistnevnte tilfelle vil det være muligheter for krepbrudd i lengre tid (Åsvold, 1983).

### 5.1.2 Klassifisering av bergslagsaktivitet

Direkte måling av bergslagsaktiviteten vil være vanskelig og registrering av bergslag er en subjektiv vurdering gjort av kontrollingeniør for det aktuelle prosjektet basert på et akustisk og visuelt inntrykk. Russenes (1974) har satt opp en inndeling av bergslag i fire trinn for å karakterisere bergslagsaktivitet på grunnlag av dette (Tabell 5-1).

**Tabell 5-1: Klassifisering av bergslagsaktivitet (etter Russenes, 1974).**

Bergslagsaktivitet	Beskrivelse av visuelle og akustiske forhold
Ingen	Ingen stabilitetsmessige problemer. Ingen lyder i fjellet. Stabilitetsmessige problemer kan oppstå i oppsprukket og løst fjell pga. manglende innspenning. Tyngden er den drivende kraft.
Liten	Svake tendenser til avskalling og oppsprekking. Sprakelyder fra fjellet.
Moderat	Betydelig avskalling og bomfjell. Tendens til kjøldannelse en tid etter frisprenningen. Sterke knitre- og sprakelyder i fjellet.
Intens	Kraftig utfall fra heng og vegger umiddelbart etter frisprenningen. Løsblokker kan sprute opp fra sålen, eller sålen kan løfte seg. Store overmasser i tunnelen samtidig med dannelse av kjølformen. Kraftige smell og tunge drønn i fjellet.

## 5.2 Erfaringer fra norske fjellanlegg

De vanligste årsakene til bergslagsproblemer i Norge er høye horisontale spenninger, i tillegg til anisotrope spenningsforhold i fjord- og dalsider. Det har vært erfart bergtrykksproblemer i en rekke Norske fjellanlegg og det har etter hvert blitt utviklet gode prosedyrer for driving og sikring av tunneler i slike forhold. De fleste fjellanlegg utsatt for ulike typer bergtrykksproblemer er drevet i gneis- og granittbergarter av ulik sammensetning (Løset, 2006). Nedenfor følger en gjennomgang av erfaringene fra driving av to vegtunneler, Heggurtunnelen og Lærdalstunnelen, hvor en opplevde alvorlige bergtrykksproblemer av ulike årsaker.

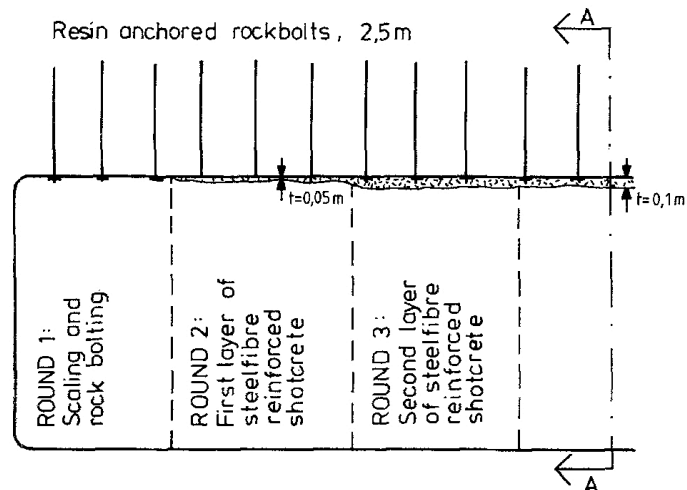
### 5.2.1 Heggurtunnelen

Heggurtunnelen (også kalt Tafjordtunnelen i flere artikler) er en 5277 m lang vegtunnel i Norddal kommune i Møre og Romsdal. Tunnelen følger fjellsiden langs Tafjorden omtrent parallelt og har stor overdekning. Bergartene langs traseen er gneiser av prekambrisk alder, hovedsakelig i to varianter; båndet mørk og glimmerrik gneis, og en lysere, kvarts- og feltspatrik gneis (Einum, 1981). Det var på forhånd forventet bergtrykksproblemer under driving på grunn av antakelse om anisotrope spenninger. Som et tiltak for å forsøke å redusere spenningsproblemene i tunnelen ble traseen flyttet så langt inn i fjellmassivet som mulig økonomisk sett. Det var også planlagt å benytte en asymmetrisk profil i områdene med alvorlig bergslag for å redusere sikringsomfanget (Broch & Sørheim, 1984).

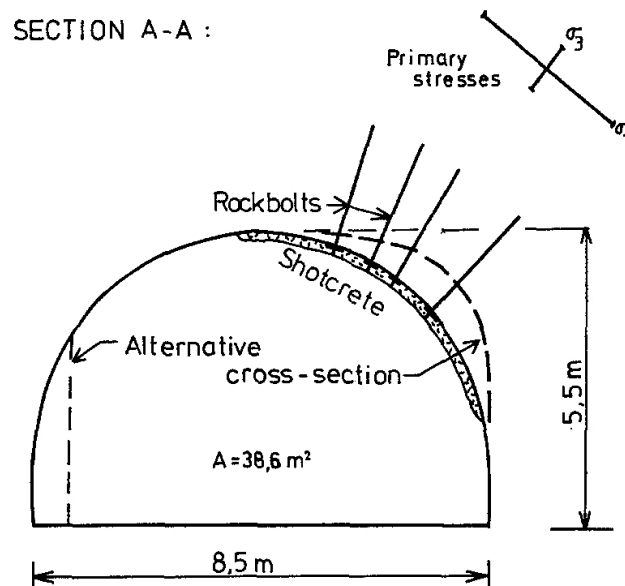
Som forventet oppsto til dels store problemer med sprakefjell og avskalling i delen av hengen som vendte ut mot fjorden, samt i overgang mellom såle og innervegg, men sistnevnte utgjorde ikke noe sikringsproblem. For å redusere sprakeaktiviteten ble det forsøkt med skjevt profil og mindre tunnelbredde, hvor den skjeve delen av profilet ble lagt ut mot dalsiden hvor aktiviteten var konsentrert. Disse tiltakene hadde tilsynelatende liten virkning, trolig på grunn av ugunstig foliasjonsretning på bergarten eller for liten krumning av overgangen mellom heng og yttervegg (Einum, 1981).

Heggurtunnelen var den første tunnelen i Norge hvor det ble benyttet stålfiberarmert sprøytebetong som arbeidssikring og permanent sikring i et område med bergslagsproblemer (Åsvold, 1983). Sikringsprosedyren som ble benyttet i områdene hvor det forekom bergslag og avskalling er illustrert i figur 5-7 og 5-8. Prosedyren gikk ut på å renske og bolte etter hver salve. Deretter ble stålfiberarmert sprøytebetong påført i to trinn med en total tykkelse på ca. 10 cm (Broch & Sørheim, 1984). Som en kan se av figur 5-8 var det kun halvparten av hengen som ble sikret med bolter og sprøytebetong.

Det ble gjort forsøk på å påføre sprøytebetongen før installering av bolter. Den store bergslagsaktiviteten førte imidlertid til at sprøytebetongen skallet av før den var i stand til å oppnå feste på fjelloverflaten. Det ble installert bolter utenpå betongen i ettertid som permanent sikring (Broch & Sørheim, 1984).



Figur 5-7: Sikringsprosedyre ved høy bergslagsaktivitet i Heggurtunnelen (Broch & Sørheim, 1984). Snitt A-A er gitt i figur 5-8.



Figur 5-8: Heggurtunnelen. Alternativt tverrsnitt og sikringstiltak (Broch & Sørheim, 1984). Snitt A-A i figur 5-7.

I områdene med de mest intense bergtrykksproblemene oppsto bergslag også i selve stoffen og denne måtte dekkes med armeringsgitter. Disse ble boltet fast før boring av neste salve kunne begynne. Avskalling etter installering av bolter førte flere steder til at boltene i området ble ineffektive på grunn av at underlagsplaten mistet kontakt med fjellet og bolten ikke lenger tok opp særlig last. I tillegg ble det erfart at spesielt bolter som ikke var installert normalt på fjelloverflaten ofte mistet sin lastbærende evne (Broch & Sørheim, 1984).

Spenningsmålinger utført etter tunnelens ferdigstillelse indikerer typiske dalsidespenninger. Største hovedspenning er høy og står tilnærmet vinkelrett på tunnelaksen og parallelt med dalsiden. Mer enn 90 % av den armerte sprøytebetongen var fortsatt intakt to år etter at tunnelen var ferdig drevet (Broch & Sørheim, 1984).

Undersøkelser har også vist at fjellet er oppsprukket i en avstand 0-100 cm innenfor sprøytebetonglaget på grunn av bergslagsaktiviteten (Einum, 1981).

### 5.2.2 Lærdalstunnelen

Lærdalstunnelen er en 24,5 km lang vegtunnel som går mellom Lærdal og Aurland i Sogn og Fjordane. I tillegg til hovedtunnelen ble det drevet et tverrslag på 2,1 km. Ca. 20 km av strekningen langs hovedtunnelen har en overdekning større enn 800 m og på det meste er overdekningen oppe i 1450 m (Grimstad & Kvåle, 1999). Bergartene i området består av ulike typer gneiser fra massiv granittisk gneis til gabbroid gneis og amfibolitt. Ved høye spenninger vil de amfibol- og glimmerrike gneisene oppføre seg mer plastisk enn de hardere sprøere gneisene som gir kraftige lyder ved avskalling (Grimstad, 1996).

Avskallingsmønsteret i tunnelen tydet på at de horisontale spenningene var større enn de vertikale i store deler av tunnelen (Grimstad, 1996). Dette ble etter hvert bekreftet med spenningsmålinger utført ved to lokaliteter. Målingene indikerte en tilnærmet horisontal største hovedspenning i størrelsesorden 30 - 33 MPa (Lu & Grøv, 2011).

Problemer knyttet til de høye spenningene oppsto allerede fra starten av drivingen. Det forekom hyppige tilfeller av moderat avskalling tett inntil stuff og som strekte seg 30 - 100 cm inn i tunnelveggen. I tilknytning til avskallingen kunne det høres lyder av varierende intensitet. I de verste tilfellene kunne det oppstå situasjoner hvor steinflak ble kastet opptil 20 m ut fra fjelloverflaten, og avskalling kunne inntreffe ved stuff under lading av salver (Lu & Grøv, 2011).

Sikringsprosedyren som ble benyttet i deler av tunnelen hvor det forekom intens bergslagsaktivitet var som følger (Grimstad, 1996):

- Mekanisk rensk
- Påføring av stålfiberarmert sprøytebetong i et 5 - 6 cm tykt lag etter utlasting av ca. halve salven.
- Installering av bolter (3 m) gjennom fersk sprøytebetong, og 1,5 m lange bolter i stuff, samtidig som boring av neste salve.
- Påføring av lag nr. 2 med sprøytebetong samtidig som lag 1 påføres neste salve. Lag 2 påføres ned til 1,5 m over fremtidig kjørebane. Samlet tykkelse på sprøytebetong ble ca. 10 cm i heng og ca. 5 cm nede i veggene.
- Installering av en rekke med bolter ca. 0,7 m over fremtidig vegbane for å hindre avskalling og utpressing av nedre sprøytebetongkant.

Ved sprengning av kryssområdet mellom tverrslaget og hovedtunnelen ble det montert 3 ekstensiometre for å måle deformasjonen. Målingene ble gjort over en periode på 7 dager og viste kun små deformasjoner i fjellet. Inntil de to dypeste ankrene i hvert målepunkt ble det kun registrert deformasjoner på ca. 1 mm. Inn til ytterste anker var deformasjonene under 0,5 mm (Kvåle, 1997).

### 5.3 Sikringsmetoder ved høyt bergtrykk

I både Heggurtunnelen og Lærdalstunnelen ble det benyttet stålfiberarmert sprøytebetong i kombinasjon med endeforankrede bolter som sikring ved bergslag og avskalling. Denne type sikringstiltak har gitt svært gode resultater i mange norske fjelltunneler hvor det har forekommet bergtrykksproblemer. Ved sikring av tunneler utsatt for høye spenninger er det spesielt viktig at det gis rom for deformasjon av fjellet ettersom dagens tilgjengelige sikringstiltak ikke er sterk nok til å kunne hindre deformasjonen som oppstår ved slike høye spenninger fullstendig. Samtidig som det gis rom for deformasjon må sikringen være tilstrekkelig sterk til å kunne hindre nedfall og kollaps (Grimstad, 1996). For eksempel vil ikke betongutstøpning være egnet sikringstiltak ved høy bergslagsaktivitet på grunn av stivheten. Ved store deformasjoner og trykk vil betongen med stor sannsynlighet gå i brudd (Grimstad, 2000).

Stålfiberarmert sprøytebetong har flere egenskaper som gjør den godt egnet til å sikre mot bergtrykksproblemer. Sprøytebetongen har stor bøyestrekkefasthet og seigt brudd. Med andre ord tåler betongen forholdsvis store deformasjoner uten å miste evnen til å ta opp belastning. Samtidig blir oppsprukket fjell holdt på plass (Einum, 1981). Sammenlignet med vanlig sprøytebetong har stålfiberarmert betong større fleksibilitet og evne til å oppta større deformasjoner uten å gå i brudd (Myrvang & Grimstad, 1984). For at betongen skal kunne motstå store bergtrykk har studier vist at tykkelsen på betongen bør være 10 – 15 cm (Åsvold, 1983).

Sikringsboltene som installeres skal være endeforankrede, ikke fullt innstøpte. Fullt innstøpte bolter har for stor stivhet og gir ikke bergmassen nok rom for deformasjon. Endeforankrede bolter har større mulighet til å strekke seg med deformasjonen i bergmassen uten å gå i brudd. Fullt innstøpte bolter gir ingen spenningsutjevning langs boltene, og fører til ekstra store ødeleggelser på bergoverflaten (Grimstad, 1996).

Ved avskalling og bergslag vil det oppstå en sone rundt tunnelperiferien hvor bergmassen er deformert og oppsprukket. Det vil være viktig å kunne vurdere dybden på denne sonen for å installere tilstrekkelig lange bolter. I Lærdalstunnelen ble dybden av deformasjonssonen funnet å være størst i hengen. Dybden kunne her være opptil 3,8 m (Grimstad & Kvåle, 1999). Dybden av den oppsprukne sonen rundt tunnelen kan vurderes ved kartlegging av borehull. Enten ved MWD (Measure While Drilling) data, eller ved hjelp av metoder som endoskop eller videosonder. Det finnes også analytiske metoder for beregning av dybde (Martin, Kaiser, & McCreath, 1999).

Ved bruk av stålfiberarmert sprøytebetong i kombinasjon med sikringsbolter oppnår en best effekt når boltene installeres etter at sprøytebetong er påført (Broch & Sørheim, 1984). Sprøytebetongen har evnen til å midlertidig stoppe eller utsette videre utvikling av sprak, noe som gjør at installering av bolter kan skje under sikrere og roligere forhold (Kvåle, 1997).

Ved høy bergslagsaktivitet er det viktig å sikre veggene i tunnelen i tillegg til heng og vederlag. Dersom deler av veggene står usikret kan det dannes overheng under nedre

kant av sprøytebetongen ved at berget her fortsetter å skalle av. Etter hvert kan dette også føre til at deler av sprøytebetongen rives ned. I Lærdalstunnelen ble det noen steder med meget høye spenninger dannet overheng på opptil 0,7 m ca. 1 m over sålen, 50 – 100 m bak stuff. En vellykket løsning på problemet var å påføre sprøytebetong helt ned til sålen og forankre den nedre kanten av betongen med tett bolting (Grimstad, 1996).



## Kapittel 6 Spenningsmålinger

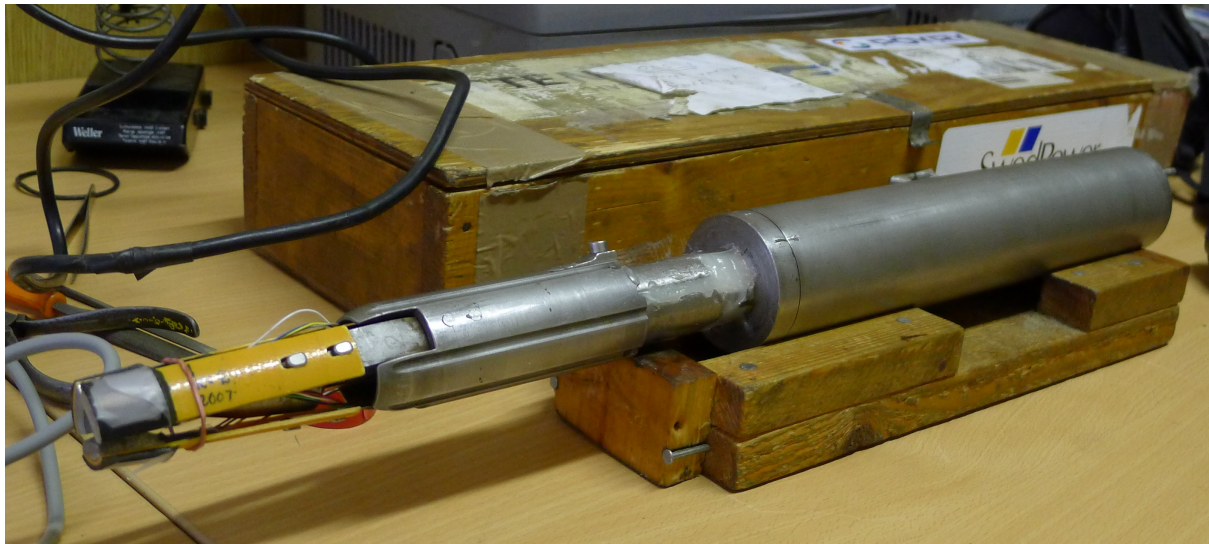
Det finnes en rekke forskjellige metoder for å måle spenningene i fjellet. Slike metoder gir et sikrere resultat enn hva en får ved å kun bruke teoretiske beregningsmetoder, men det er også knyttet usikkerhet til resultatene av slike målinger. Generelt involverer alle målinger av in-situ spenninger at en forstyrrer bergmassen og registrerer bergets respons i form av tøyninger, forskyvninger eller hydraulisk trykk (Amadei & Stephansson, 1997). De to vanligste metodene for spenningsmåling er hydrauliske metoder og metoder med spenningsavlastning av borhull ved overboring (Ljunggren, Chang, Janson, & Christiansson, 2003). Ved å kombinere ulike metoder basert på deres styrker og svakheter kan en oppnå et bedre og mer pålitelig resultat.

Avlastningsmetoder er basert på at en isolerer en steinprøve fra spenningsfeltet i den omkringliggende bergmassen og registrerer bergets respons (Amadei & Stephansson, 1997). For spenningsavlastning i borhull finnes flere ulike teknikker, bl.a. overboring av celler plassert i pilothull, og celler festet i bunnen av borhullet. En type celle som festes til bunnen av borhullet er *Doorstopper* cellen. Denne målemetoden kan kun registrere spenningene i planet vinkelrett på borhullet. For å finne spenningene i tre dimensjoner må en derfor utføre flere målinger. Ved overboring av celler plassert i pilothull er det mulig å bestemme spenninger i tre dimensjoner ved hjelp av kun én måling.

Det finnes også fordeler ved *Doorstopper* metoden sammenlignet med pilothullsmetodene og triaksialcellen. Med *Doorstopper* metoden behøver en ikke å borre pilothull og lengden på overboringen er betydelig mindre enn ved pilothullsmetoden. Ettersom en ikke behøver pilothull er det bedre muligheter for å gjøre vellykkede målinger i svakt eller oppsprukket berg, i tillegg til i berg utsatt for høye spenninger, hvor "core diskning" er vanlig. *Doorstopper* metoden er også en mer effektiv metode sammenlignet med målinger med triaksialceller. Metoden med pilothull er likevel den dominerende metoden i dag og benyttes regelmessig i mange undergrunnsprosjekter (Ljunggren et al., 2003).

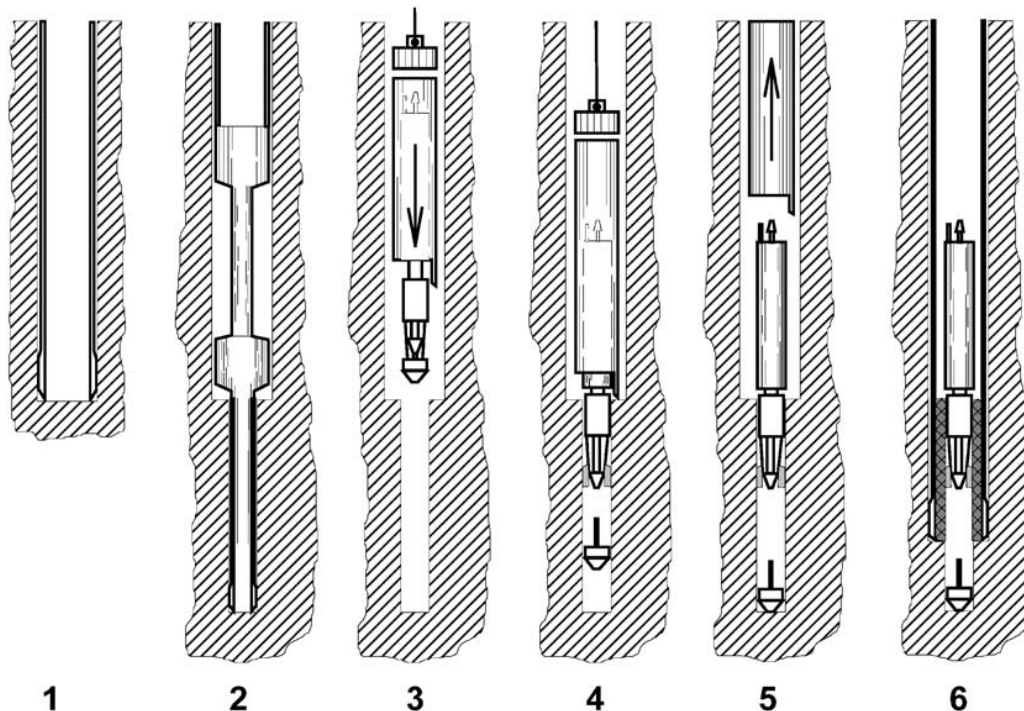
### 6.1 Metode

Ved Oppdølsstranda ble det utført spenningsmålinger i februar/mars 2012. Metoden som ble brukt var spenningsavlastning ved overboring. Pöyry SwedPower sto for utførelsen av målingene og benyttet sin *Borre*-celle (Figur 6-1). *Borre*-cellen er en type tredimensjonal målecelle utviklet av Vattenfall (nå Pöyry SwedPower) og kom i første versjon i 1976 (Sjöberg & Klasson, 2003).



**Figur 6-1: Borre-cellen (Foto: Pöyry SwedPower, 2012).**

Prinsippet for en celle av denne typen er basert på teorien om lineær elastisitet av kontinuerlige, homogene og isotrope bergmasser. Ved å måle minst seks tøyingskomponenter i forskjellige retninger på borhullsveggen, kan en bestemme den komplette spenningstensoren i målepunktet (Ljunggren et al., 2003). Det har også blitt utviklet teorier for spenningsmålinger i anisotrope forhold (Amadei & Goodman, 1982).



**Figur 6-2: Installasjons- og måleprosedyre for overboring med *Borre-cellen* (Sjöberg & Klasson, 2003).**

Prosedyren for installasjon og måling ved hjelp av *Borre-cellen* er illustrert i figur 6-2. Første steg i prosessen er å bore et hull med diameter 76 mm et stykke inn i bergmassen. En forutsetning for å måle det uforstyrrede spenningsfeltet er at

bergmassens respons på forstyrrelsen måles i områder i god avstand fra åpninger i fjellet. Anbefalt avstand mellom et bergrom og målepunktet er 1,5 – 2 ganger åpningens diameter eller spennvidde (Amadei & Stephansson, 1997). Etter at en har boret tilstrekkelig langt inn i fjellet bores et pilothull med diameter 36 mm. Pilotkjernen tas ut og inspiseres for å finne ut om kvaliteten på bergmassen er god nok til at en kan utføre målingene. Metoden krever at ca. 30 cm av pilothullet er fritt for sprekker og at det ikke forekommer større mineralkrystaller eller lignende avvik (Ask, 2012). Det er derfor mulig at flere pilothull må bores før en finner et egnet sted for å utføre målinger.

Ved funn av egnet pilothull installeres målecellen i borhullet. Ved installasjon presses strekklapper med lim mot veggen i pilothullet. Figur 6-3 viser strekklappenes plassering i borhullet. Når limet har herdet er cellen klar til å overbores med en 76 mm borkrone. Selve overboringen må utføres med jevn hastighet for å sørge for at spenningsavlastningen i kjernen skjer kontrollert og at strekklappene ikke er unødig påvirket av boringen. Forsiktig boring reduserer også risikoen for at kjernen sprekker opp og ødelegges. Målecellen registrerer tøyninger i strekklappene etter hvert som kjernen overbores. In-situ spenninger beregnes ut fra de registrerte tøyningene og kunnskap om de elastiske parameterne til berget.



**Figur 6-3: Strekklappenes plassering i borhullet (Foto: Pöyry SwedPower, 2012). Bildet er av en overboret kerne fra Oppdølsstranda.**

For en nærmere beskrivelse av målemetoden henvises til Sjöberg & Klasson (2003).



## 6.2 Resultater

Spenningsmålingene ble utført etter at drivingen av tunnelen var godt i gang og de kunne derfor utføres innefra tunnelen. Borplassen var lokalisert ved profil 3063, omtrent 150 meter sør for tverrslaget i Sandvika. Borhullet ble boret omtrent vinkelrett på tunnelveggen i retning ut mot fjorden. Figur 6-4 viser bilde av borplassen og borretning i forhold til tunnelveggen.



**Figur 6-4: Borplass for spenningsmålinger (Foto: E. Stormyr, 2012).**

For å komme utenfor tunnelens influensområde ble det boret ca. 23 meter før pilothulls boring ble satt i gang. Det var planlagt å utføre alle målingene mellom 23 og 30 m inn fra tunnelen. På grunn av tett oppsprukket bergmasse var det vanskelig å finne egnede pilothull og en endte opp med å måtte bore ca. 47 meter borhullslengde (mbl) for å utføre ønsket antall målinger. Ved ca. 37 meters dyp oppnådde en gode testforhold og det ble gjennomført totalt 4 målinger mellom 37 og 42 mbl.

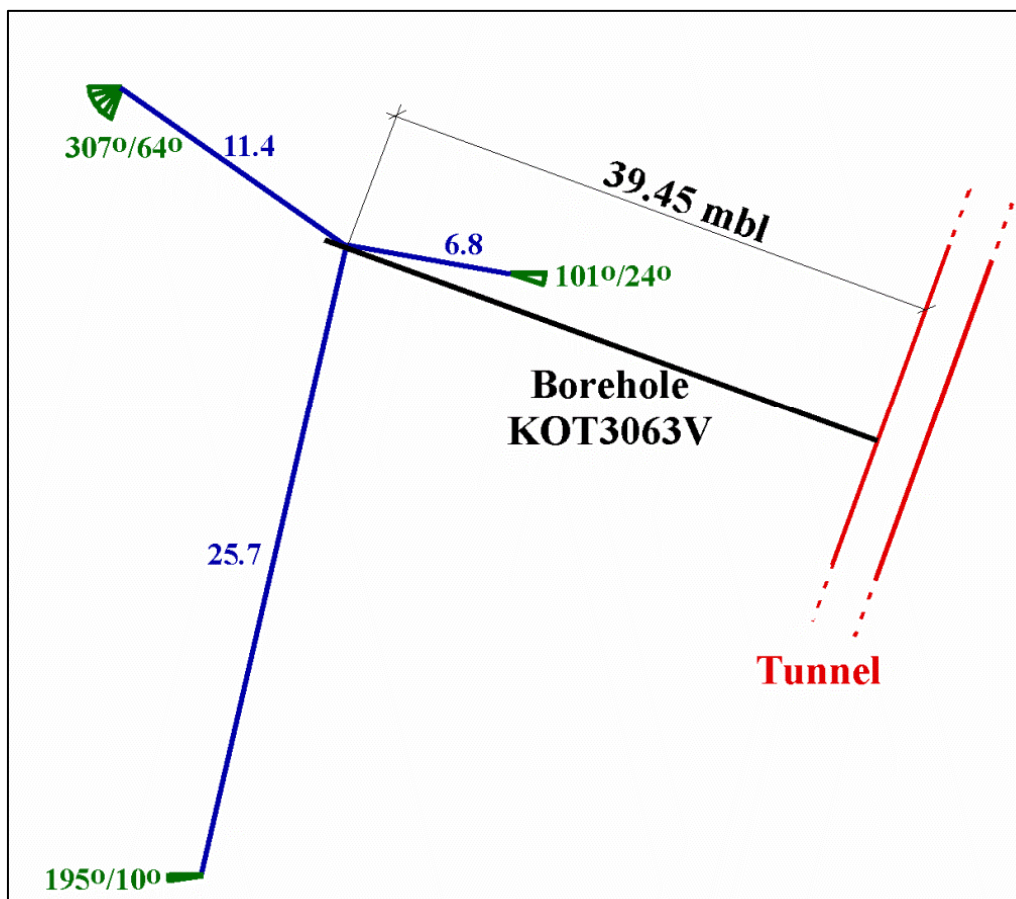
Resultatene av spenningsmålingene er fremstilt i tabell 6-1 og figur 6-5. Hovedspenningene er projisert til horisontal- og vertikalplanet for utredning av horisontal- og vertikalspenningene. Resultatet fremkommer av tabell 6-2.

Tabell 6-1: Hovedspenningenes størrelse og retning

Hovedspenning	Størrelse [MPa]	Retning [°N/°]
$\sigma_1$	25,7	195/10
$\sigma_2$	11,4	307/64
$\sigma_3$	6,8	101/24

Tabell 6-2: Horisontal- og vertikalspenninger

	Størrelse [MPa]	Retning [°N]
$\sigma_H$	25,3	14
$\sigma_h$	7,5	
$\sigma_v$	11,1	



Figur 6-5: Fremstilling av retning og størrelse på hovedspenningene (Ask, 2012).

Resultatene viser at største hovedspenning går tilnærmet parallelt fjellsiden og tunnelen. Mellomste hovedspenning står tilnærmet vinkelrett på tunnelen og har et fall tilnærmet parallelt topografien. Minste hovedspenning står tilnærmet vinkelrett på tunnelen og har et fall på 24°. Spenningsene har en gunstig orientering ettersom største hovedspenning følger tunnelen parallelt og det er mellomste og minste hovedspenning

som har direkte betydning for stabiliteten rundt tunnelprofilen. En vil da få moderate spenningskonsentrasjoner i forhold til en situasjon med største og minste hovedspenning vinkelrett på tunnelen.

Bildene nedenfor (Figur 6-6) viser to av de overborede kjernene fra Oppdølsstranda.



**Figur 6-6: Overborede kjerner fra Oppdølsstranda (Foto: Pöyry SwedPower, 2012).**



## Kapittel 7 Spenningsanalyser

Det er i oppgaven gjort en rekke beregninger og analyser for å evaluere spenningsforholdene ved Oppdølsstranda. Ettersom det har vært utført spenningsmålinger under drivingen av tunnelen foreligger nøyaktige data for spenningsenes størrelse og orientering. Dette har gjort det mulig å gjennomføre analyser med mindre grad av usikkerhet enn hva som ville vært mulig uten disse målingene.

Det finnes en rekke ulike metoder for evaluering av mulig spenningsproblematikk ved driving av tunneler i bergmasser med høye spenninger. Innledningsvis er det utført enkle spenningsberegninger for vurdering av horisontal- og vertikalspenninger, samt største og minste tangentialspenning. Med bakgrunn i ulike artikler om tema er forskjellige analysemetoder anvendt for tunnelen ved Oppdølsstranda. Analysene er gjennomført med utgangspunkt i de målte hovedspenningene og beregnede horisontal- og vertikalspenningene.

Det er først gjennomført en generell betraktning av horisontal- og vertikalspenninger langs traseen. Deretter er mer detaljerte vurderinger utført for to utvalgte snitt av tunnelen. De første utvalgte området er ved profil 3050. Dette er omtrentlig stedet hvor spenningsmålingene er utført og et område med relativt stor overdekning. Det er her mulig å sammenligne prediksjonene fra spenningsanalysen med forholdene erfart under driving. Det andre området som er valgt ut for nærmere gjennomgang er profil 5350. Dette er stedet i tunnelen med størst overdekning (576 meter) og er antatt å være området hvor det er størst sannsynlighet for at bergtrykksproblemer kan oppstå.

### 7.1 Beregning av spenninger langs trase og ved utvalgte profiler

For å oppnå en forståelse for de omtrentlige størrelsene av vertikal- og horisontalspenningene langs tunneltraseen utføres en forenklet analyse av disse spenningene i planet vinkelrett på tunnelens lengderetning. Det er antatt at horisontalspenningen består av en gravitasjonskomponent og en tektonisk komponent  $\sigma_{tec}$  (Formel 7.1). Den tektoniske komponenten av horisontalspenningene beregnes vha. denne formelen.

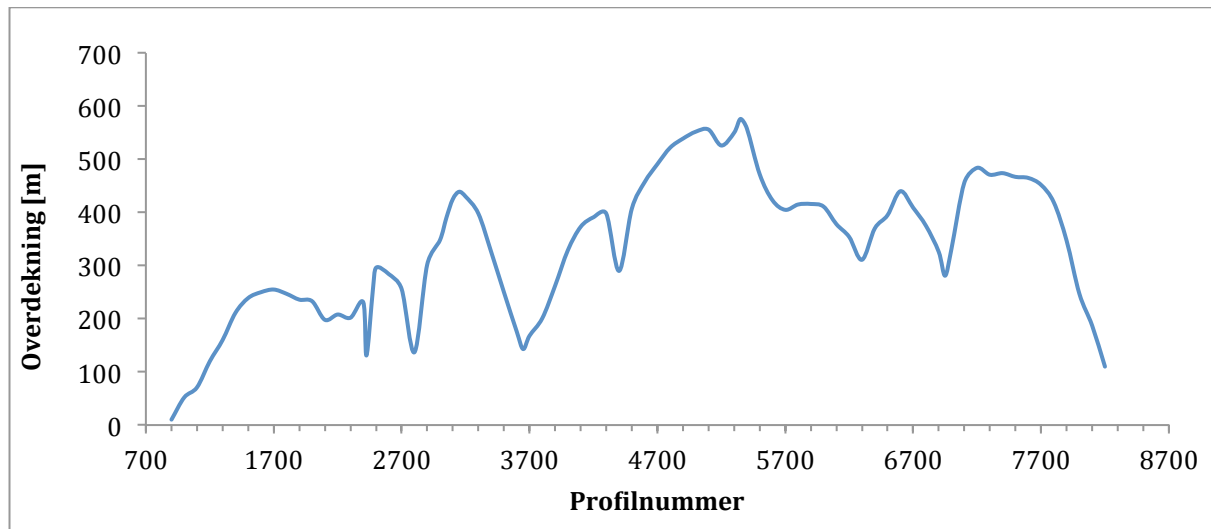
$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \times \sigma_v + \sigma_{tec} \quad [7.1]$$

hvor  $\nu$  = Poissons tall

Den tektoniske komponenten antas å være konstant innenfor tunnelens område og benyttes videre i beregning av spenningene langs resten av tunnelen.

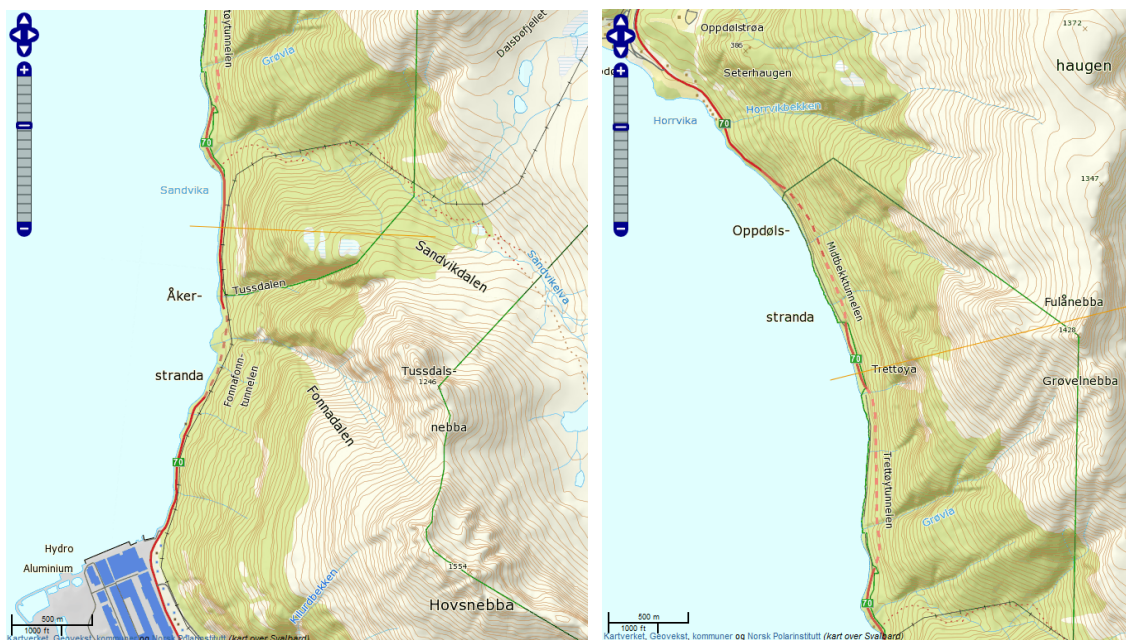
Vertikal- og horisontalspenningene langs tunneltraseen beregnes ved hjelp av hhv. formel 4.1 og 7.1. Overdekningen langs traseen kommer frem av figur 7-1 og detaljert profil av tunnelen som finnes i vedlegg C. Den tektoniske komponenten av horisontalspenningen beregnes i retningen vinkelrett tunnelaksen basert på

komponentene av største og minste horisontalspenning i denne retningen. Tunnelen dreier østover i retning mot Modalen (jfr. oversiktskart i vedlegg A) noe som fører til at den tektoniske komponenten i planet vinkelrett på tunnelaksen vil variere langs traseen. Som en forenkling deles tunnelen inn i seksjoner med omtrentlig lik orientering og dermed lik tektonisk komponent.



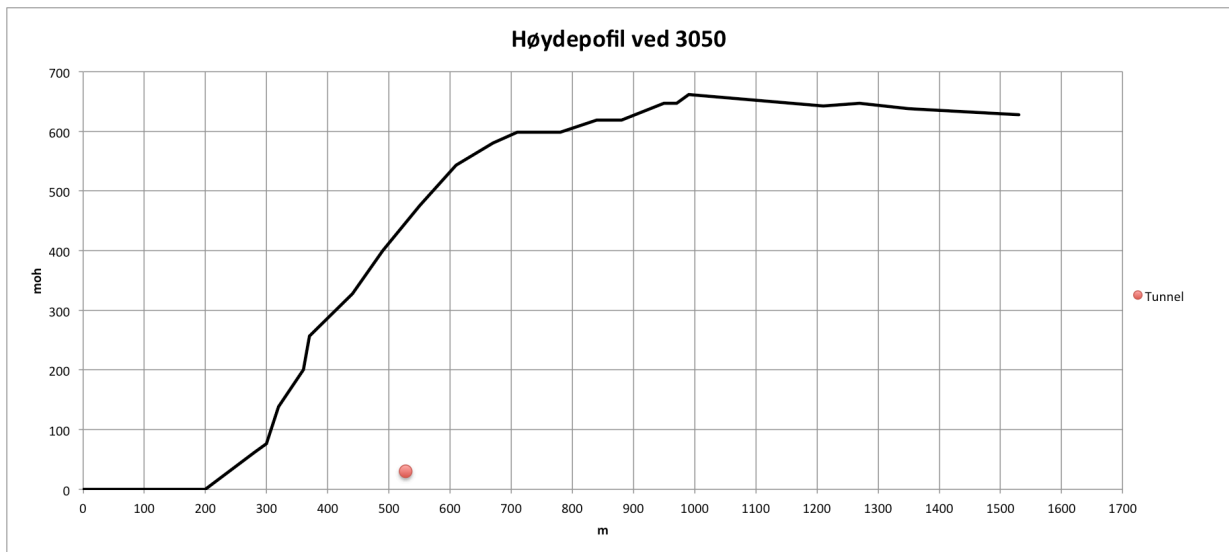
**Figur 7-1: Overdekning langs tunneltrasé**

Spenningene ved profil 3050 og 5350 gjennomgås grundigere. Oversiktskart over profilenes plassering i terrenget er gitt i figur 7-2, og høydeprofiler for de to områdene er vist i figur 7-3 og 7-4. Høydeprofilene er basert på data fra norgeskart.no og oversiktskart over tunneltraséen. Tunnelens plassering i fjellsiden er markert på profilene.

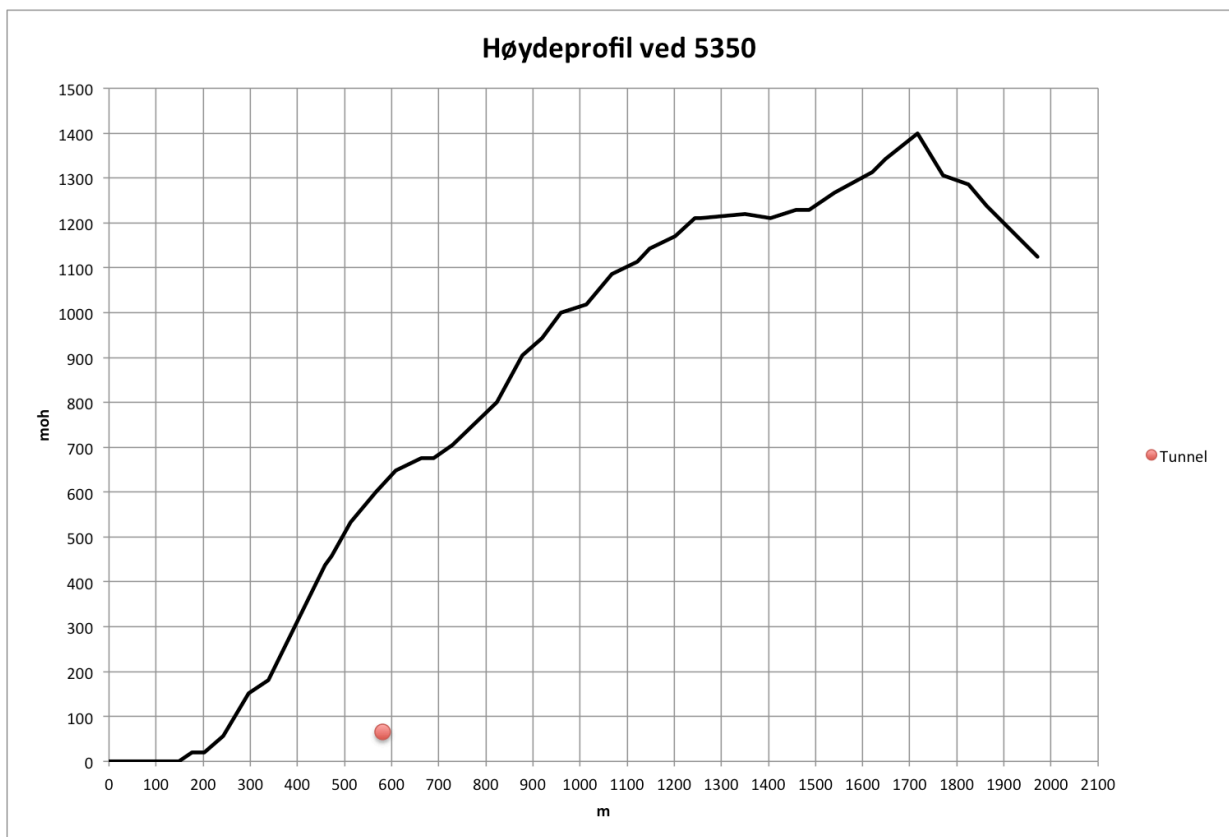


**Figur 7-2: Oversiktskart med høydeprofiler markert (gul linje) (Statens Kartverk, 2010). Profil 3050 i kartet til venstre og profil 5350 til høyre.**





**Figur 7-3: Høydeprofil vinkelrett på tunnelen ved profilnummer 3050.**



**Figur 7-4: Høydeprofil vinkelrett på tunnelen ved profilnummer 5350.**

## 7.2 Numerisk analyse

Numeriske analysemetoder forsøker å gjenskape hvordan bergmassen responderer når det induseres forandringer, f.eks. i form av utgraving av skråninger eller etablering av bergrom. Analysene tar utgangspunkt i de opprinnelige forholdene i bergmassen; in-situ spenninger, grensebetingelser, grunnvann etc. Numeriske modeller deler bergmassen inn i soner som blir tildelt en materialmodell og tilhørende egenskaper. Materialmodellene er idealiserte spenning/tøynings-forhold som beskriver hvordan materialet opptrer (Lorig & Varona, 2004).

De numeriske metodene kan deles inn i to hovedgrupper; kontinuerlige og diskontinuerlige modeller. I de kontinuerlige modellene anses bergmassen som et kontinuerlig medium med kun et begrenset antall diskontinuiteter. De diskontinuerlige modellene baserer seg på at bergmassen består av enkeltblokker og behandles som et diskontinuerlig medium (Nilsen & Broch, 2009). Disse modellene kalles også blokkmodeller. Bergmassen beskrives som en koblet modell, dvs. en modell for det intakte berg og en modell for diskontinuitetene (Myrvang, 2001).

Valget mellom å anvende kontinuerlige eller diskontinuerlige modeller er avhengig av mange spesifikke faktorer knyttet til prosjektet, hovedsakelig problemets størrelsesorden og sprekkesystemets geometri. De kontinuerlige modellene kan brukes dersom det kun er begrenset antall sprekker til stede og sprekkeåpning og blokkutfall ikke er signifikante forhold. De diskontinuerlige metodene er best egnet for moderat oppsprukket bergmasse hvor antall sprekker er høyere enn det de kontinuerlige modellene tåler, eller hvor stor-skala forskyvninger av enkeltblokker er mulig (Jing & Hudson, 2002).

### 7.2.1 Endelig element-metoden (*Finite element method - FEM*)

Blant de kontinuerlige metodene er endelig elementmetoden (FEM) den vanligste. Årsaken til modellens popularitet er fleksibiliteten i hvordan materialenes inhomogenitet og anisotropi, komplekse grensebetingelser og dynamiske problemer kan håndteres (Jing, 2003).

I FEM defineres et gitt område som skal modelleres. Området må gjøres tilstrekkelig stort for å unngå at bergrom e.l. som modelleres ikke påvirkes av randeffekter (områdets ytterbegrensninger) (Myrvang, 2001). Området blir deretter delt inn i mindre soner, kalt elementer. Elementene er antatt å være knyttet sammen i bestemte punkter, vanligvis i hjørnene, kalt noder. Spenninger og deformasjoner i materialet blir beregnet i nodene. Spenningsene og deformasjonene i ethvert punkt i elementene er knyttet de beregnede verdiene i nodene (Pande, Beer, & Williams, 1990). Størrelsen på elementene i den numeriske modellen minker vanligvis nær konturene på grunn av at disse områdene normalt er av størst interesse og en ønsker mer detaljert informasjon.

En av de største begrensningene ved numeriske analysemetoder er usikkerheten i inndataene, spesielt bergmassens elastisitetsegenskaper (E-modul og Poissons tall) og in-situ spenningsforhold (Nilsen & Broch, 2009). Vurdering av inngangsparameterne er

viktig ettersom resultatene av analysen kun er så god som kvaliteten av dataene den tar utgangspunkt i.

### 7.2.2 Modell og inngangsparametere

For numerisk analyse benyttes programmet *Phase<sup>2</sup>*. Dette er et 2D FEM program fra *RocScience*. Spenningsfeltet i fjellsiden er først analysert ved å benytte en topografisk modell og spenningsdataene fra utførte målinger i tunnelen. Fra denne analysen finner en størrelsen og retningen på hovedspenningene ved de valgte profilene. Resultatene fra dalsideanalysen benyttes videre for å evaluere spenningene rundt tunnelprofilen, samt hvordan bergmassen responderer ved driving av tunnelen.

#### *Analyse av spenningsfelt i fjellside*

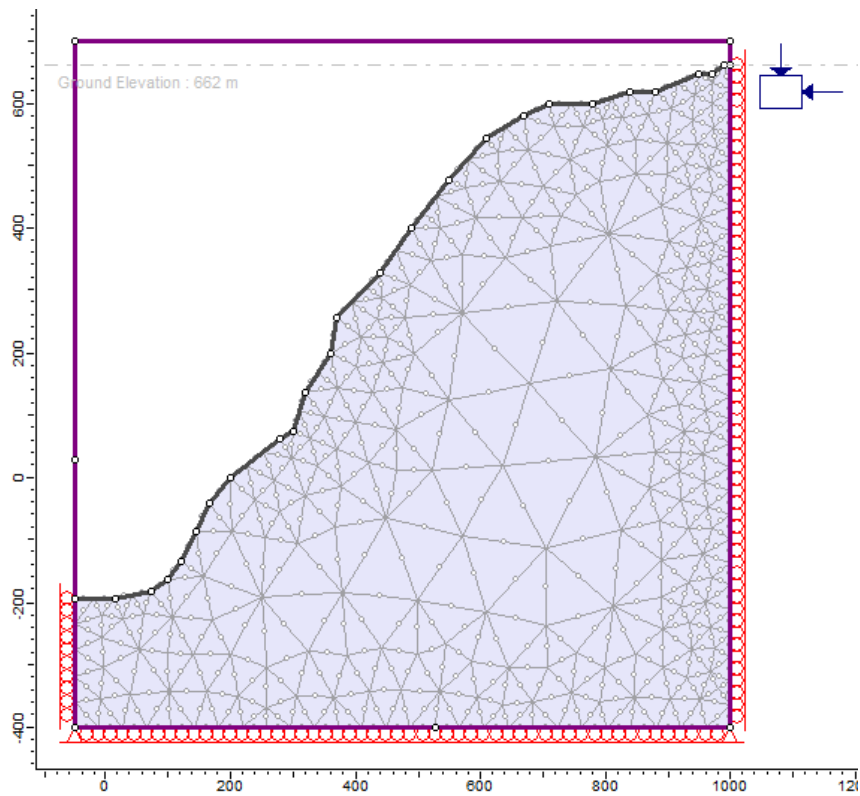
Modellene av fjellsiden som er brukt i den numeriske analysen (Figur 7-5 og 7-6) er basert på det samme grunnlaget som profilene i figur 7-3 og 7-4. Delene av profilet som er under vannivå i fjorden er basert på antagelser om fjordens dybde og topografi. For modellen ved profil 5350 er det kun fjellsiden opp til ca. 1200 m som er tatt med. Toppen opp til 1400 m har stor avstand fra tunnelen og antas å ha liten effekt på den siden av fjellet som vender ut mot fjorden (Panthi, 2012b).

Det foreligger ikke batymetrisk kart eller annen detaljert informasjon om fjordbunnen. Som diskutert i innledende kapittel om geologien i Sunndalsområdet indikerer refraksjonsseismiske målinger at løsmassetykkelsen i Sunndalsøra kan være opp mot 500 m. Ved Modalen er det indikert en løsmassemekthet på 70 m.

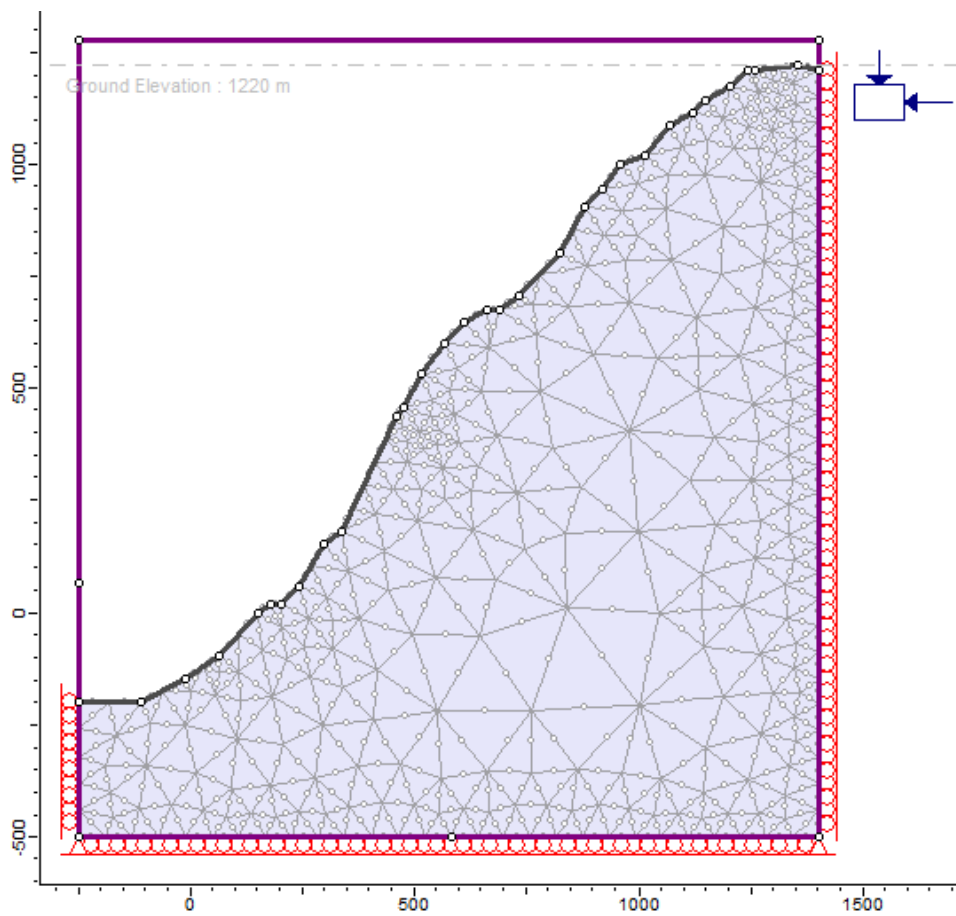
I de numeriske modellene er det antatt et fjorddyp på 200 m. Avviket fra dette og den reelle dybden vil kunne påvirke de resulterende spenningene noe ettersom spenningskonsentrasjonen øker i bunnen av fjorden. Dersom fjorden i realiteten er dypere enn 200 m kan spenningene derfor være noe lavere enn det resultatet av den numeriske analysen antyder i punktet hvor tunnelen er lokalisert.

I den numeriske analysen av dalsidespenningene er det definert et gravitativt spenningsfelt hvor overflatenivå er satt til toppen av fjellsiden. Nivå null er satt til havoverflaten. Inngangsparameterne for spenningsfeltet er gitt i tabell 7-1 og verdiene er basert på spenningene i tabell 7-6.

Noder i nedre kant av modellene er låst i y-retning og kan kun forskyve seg horisontalt. Noder i sidekantene er låst i x-retning og gis kun rom for vertikal forskyvning.



Figur 7-5: Numerisk modell av fjellside ved profil 3050.



Figur 7-6: Numerisk modell av fjellside ved profil 5350

Tabell 7-1: Inngangsparametere for spenningsfelt i fjellside.

Parameter		Enhet	Profil 3050	Profil 5350
Overflatenivå		m	663	1220
Forhold mellom spenninger i planet	$\sigma_{h\perp}/\sigma_v$		1,23	1,37
Forhold mellom spenninger ut av planet	$\sigma_{h\parallel}/\sigma_v$		2,20	1,12
Tektonisk komponent i planet	$\sigma_{tec\perp}$	MPa	11,20	18,70
Tektonisk komponent ut av planet	$\sigma_{tec\parallel}$	MPa	21,40	15,30

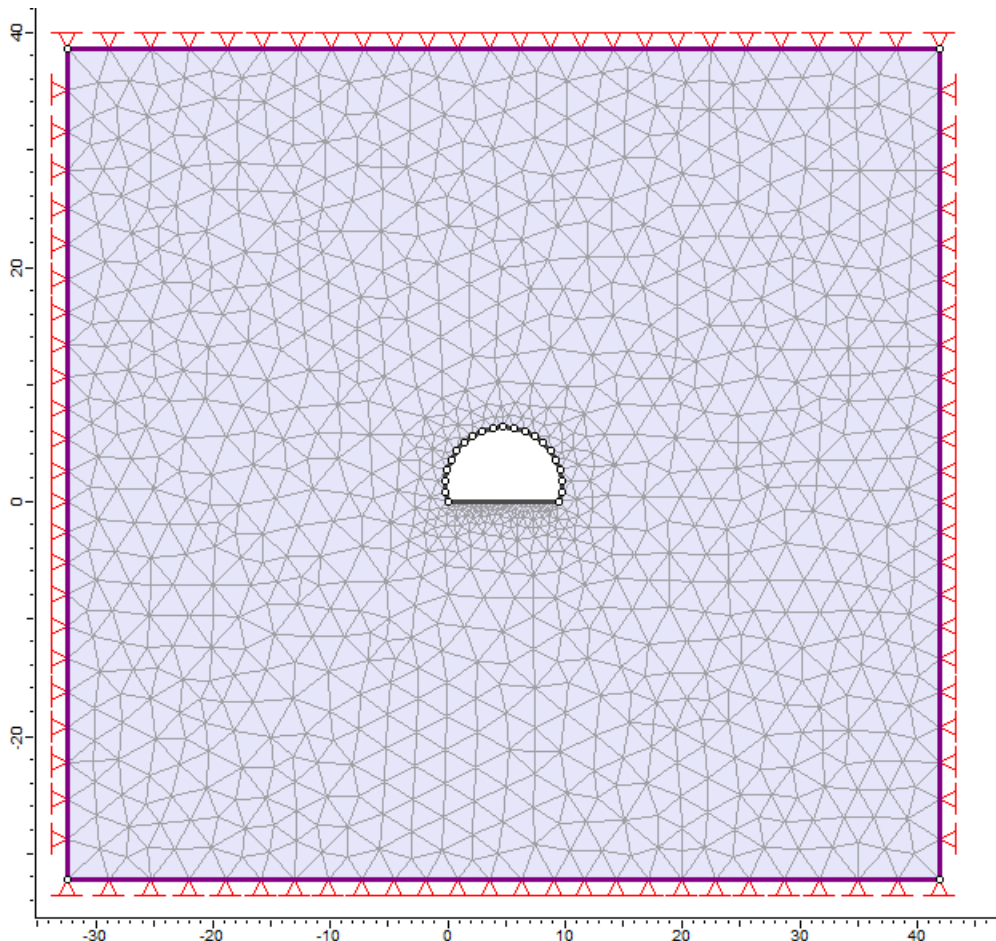
Bergartsparemetere benyttet i analysen er gitt i tabell 7-2. Det er anvendt generalisert Hoek-Brown bruddkriterie med tilhørende parametere  $m_b$ ,  $s$  og  $a$ . Materialkonstantene i bruddkriteriet bestemmes ved hjelp av programmet *RocData* fra *RocScience* og mekaniske egenskaper målt i laboratoriet. For analyse av fjellsiden benyttes en elastisk modell.

Tabell 7-2: Bergartsparemetere for numerisk analyse.

Beskrivelse	Symbol	Verdi	Enhet	Kommentar
<i>Testet i laboratoriet</i>				
Densitet av bergart	$\gamma$	0,027	MN/m <sup>3</sup>	
Youngs modulus	E	62000	MPa	
Poissons tall	$\nu$	0,14		
Enakset trykkfasthet	$\sigma_{ci}$	154	MPa	
<i>Estimerte verdier</i>				
Youngs modulus (bergmasse)	$E_{rm}$	31000	MPa	50% av laboratorieresultat (NBG, 2000)
Geological Strength Index	GSI	70		
Materialkonstant	$m_i$	28		
Disturbance faktor	D	0,1		
<i>Estimerte verdier for Hoek-Brown bruddkriterie</i>				
Materialkonstant	$m_b$	9,065		RocData
Konstant	s	0,0318		RocData
Konstant	a	0,501		RocData
Dilasjon		0		(Crowder & Bawden, 2004)
Residualverdier	$m_b(\text{res})$	1,0		(Hoek, Kaiser, & Bawden, 2000)
	$s(\text{res})$	0,01		
	$a(\text{res})$	0,501		

*Analyse av spenningsfelt og bergmasse rundt tunnelåpning*

Modellen benyttet for analyse av tunnelåpningens effekt på spenningsfeltet og bergmassen er vist i figur 7-7. Tunnelprofilen i modellen er modellert etter standard tunnelverrsnitt T9,5 som definert av Statens vegvesen (2010b).



**Figur 7-7: Numerisk modell av tunnelverrsnitt.**

Bergartsparemetere er de samme som ved analyse av spenningsfeltet i fjellsiden (Tabell 7-2). Det benyttes i denne analysen en plastisk modell og det må angis residualverdier for materialkonstantene i bruddkriteriet. Etter at bergarten har gått i brudd settes styrken til et lavt nivå for å simulere et elastisk-sprø-plastisk brudd som resulterer i avskalling og nedfall fra tunneloverflaten. Residualverdiene for konstantene  $m_b$  og  $s$  settes derfor lik hhv. 1,0 og 0,01 (Hoek et al., 2000). Retningslinjer foreslått av Hoek anslår dilasjonsparameter lik 0 for sprø og harde bergarter med GSI verdi mellom 70 og 90 (Crowder & Bawden, 2004).

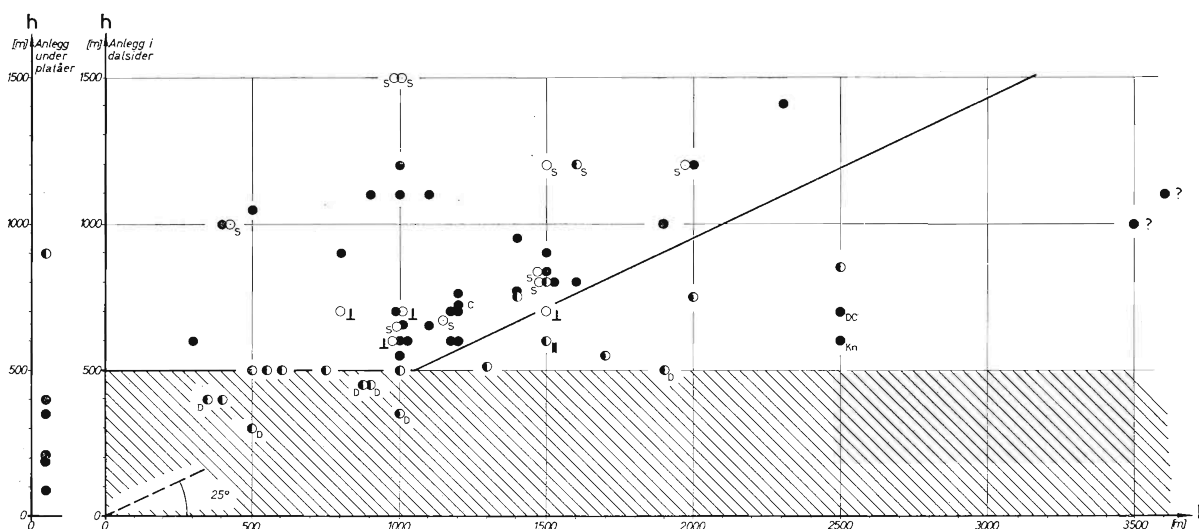
Det defineres et konstant spenningsfelt med verdiene som resulterer fra foregående analyse av spenningene. Disse er gitt i tabell 7-8 og 7-9 i påfølgende resultatkapittel.

### 7.3 Empirisk analyse

Det finnes lang erfaring med bergtrykksproblemer i Norge og verden for øvrig. Basert på erfaringen er det utviklet et bredt utvalg metoder for vurdering av spenningssituasjonen og dens konsekvenser ved tunneldriving. Det er gjort et utvalg analyser med slike metoder for forholdene ved Oppdølsstranda. Første metode tar for seg geometrien ved prosjektets plassering i fjellsiden. De andre er sammenligninger mellom bergartens styrkeegenskaper og spenningene i fjellet.

#### 7.3.1 Tommelfingerregel for bergslagsvurdering

Basert på erfaringer fra en rekke norske underjordsanlegg er det utviklet det en kan kalle en "tommelfingerregel" for når bergtrykksproblemer kan forventes. Figur 7-8 viser en sammenstilling av bergtrykksproblemer i tilknytning til de topografiske forholdene som erfart ved en rekke norske fjellanlegg (Selmer-Olsen, 1965). Resultatene fra sammenstillingen viser en tydelig tendens til at de fleste alvorlige problemer knyttet til spenninger oppstår når høydeforskjellen  $h$  mellom anlegget og toppen av fjellsiden blir større enn 500 m, samtidig som at vinkelen mellom anlegget og toppen er større enn  $25^\circ$ .



Figur 7-8: Sammenheng mellom bergtrykksproblemer og topografiske forhold i norske fjellanlegg (Selmer-Olsen, 1965).

○ : ingen bergtrykksproblemer. ⊙ : sprakefjell, intens bomfjelldannelse og/eller beskjeden avskalling. ● : mer alvorlige bergslagsproblemer.

Indeksforklaring:

⊥ : anleggets hovedakse orientert tvers på skifriheten i sterkt skifrige, glimmerrike bergarter.

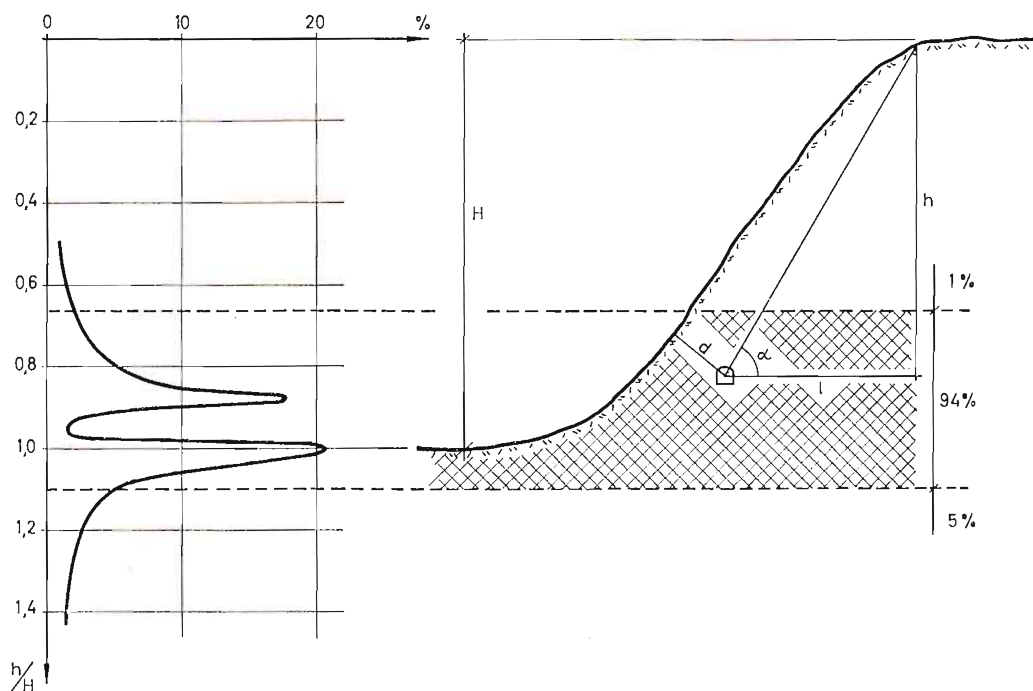
D: sprøtt og dødt fjell mtp. sprengbarhet.

S: spenningsavløsende leirslepper.

C: spenningskonsentrerende leirslepper.

?: meget mangelfulle opplysninger.



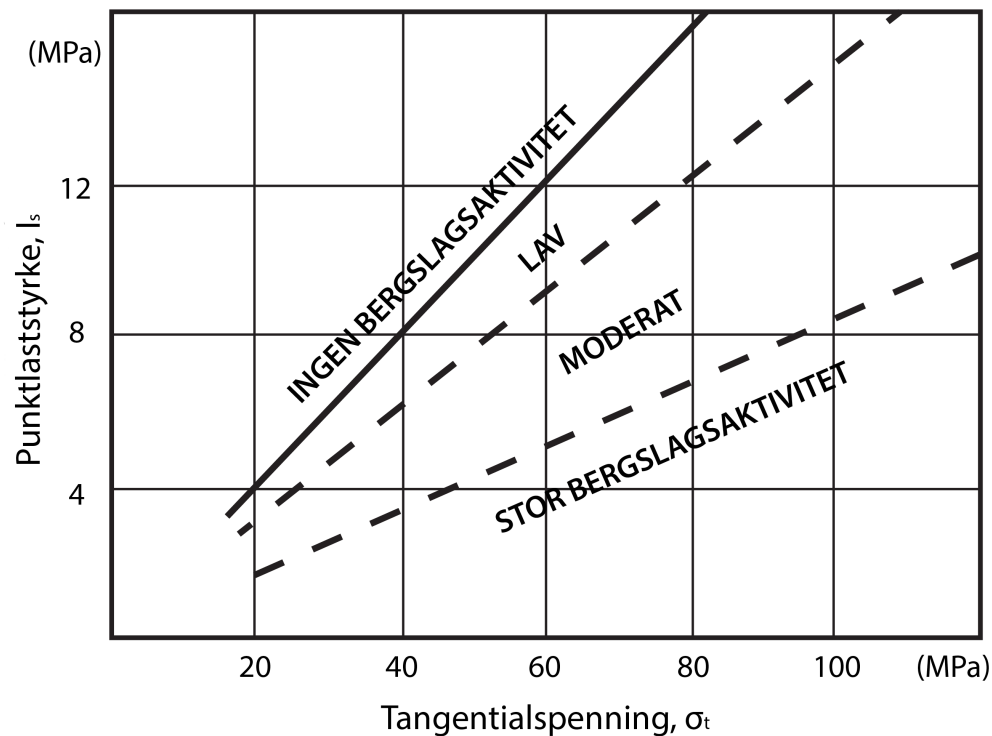


**Figur 7-9: Hyppighetskurve som viser anleggenes plassering i dalsiden (Selmer-Olsen, 1965).**

Selmer-Olsen (1965) har også satt opp en hyppighetskurve som viser beliggenheten av anlegg med bergslagsvansker i det generelle profilet (Figur 7-9). Det kommer frem av figuren at majoriteten av anlegg hvor en har opplevd bergslagsvansker er plassert i nedre tredjedel av dalsiden, noe som er en naturlig følge av at spenningskonsentrasjonen øker mot bunnen av fjellsiden.

### 7.3.2 Bergslagsindeks

Russen (1974) har i sin hovedfagsoppgave gjennomført laborietesting av en rekke prøveblokker fra et større antall norske fjellanlegg. Resultatene fra laborietestene er sammenstilt med bergslagsaktiviteten som er erfart i disse anleggene. Det ble funnet gode relasjoner mellom punktlaststyrken for bergartsprøvene og maksimal tangentialspenning. Ved å plote disse parameterne mot hverandre er det kommet frem til et diagram som viser graden av bergslagsaktivitet for forskjellige forhold mellom største tangentialspenning og strekkfasthet (uttrykt ved punktlastindeksen  $I_s$ ) (Figur 7-10).



**Figur 7-10: Diagram for bergslagsaktivitet som funksjon av maksimal tangentialspenning og punktlastindeks (etter Russenes, 1974; Broch & Sørheim, 1984).**

Forholdet mellom punktlastindeksen og største tangentialspenning er av Russenes kalt *bergslagsindeksen* (Rock bust index), *RBI*.

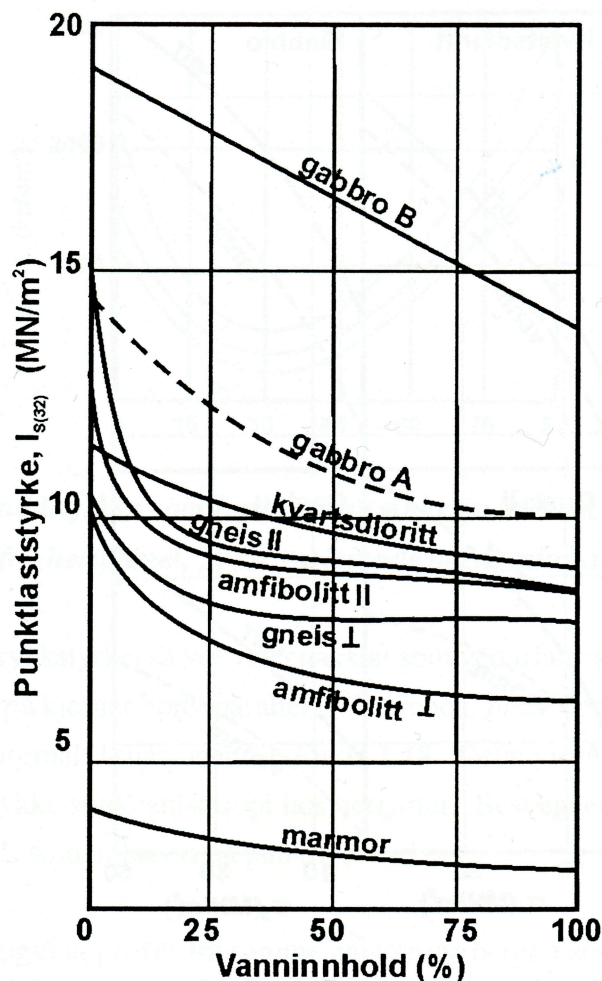
$$RBI = \frac{I_{s(v)}}{\sigma_{tmax}}$$

Grenseverdier for klassifisering av bergslagsindeksen er gitt i Tabell 7-3.

**Tabell 7-3: Grenseverdier for bestemmelse av bergslagsaktivitet (fra Russenes, 1974).**

Bergslagsindeks	Grad av bergslagsaktivitet
> 0,200	Ingen
0,200 – 0,150	Liten
0,150 – 0,086	Moderat
< 0,086	Stor

Resultatene i Russenes (1974) er basert på punktlasttester utført på vannmettede kjerneprøver, derav  $I_{s(v)}$ . Vanninnholdet har innvirkning på bergartens punktlaststyrke ved at styrken reduseres ved økende vannmetning (Nilsen & Broch, 2009). Prøvene fra Oppdølsstranda har ukjent grad av vannmetning, og som vist i figur 7-11 er styrkeendringen størst ved lave vanninnhold. Det antas at resultatene etter Russenes (1974) kan benyttes direkte for analysen for Oppdølsstranda, men det er viktig å være klar over denne potensielle feilkilden.



Figur 7-11: Variasjon av bergartens punktlaststyrke som funksjon av vannmetning (Nilsen & Broch, 2009).

### 7.3.3 Q-systemet og Stress Reduction Factor (SRF)

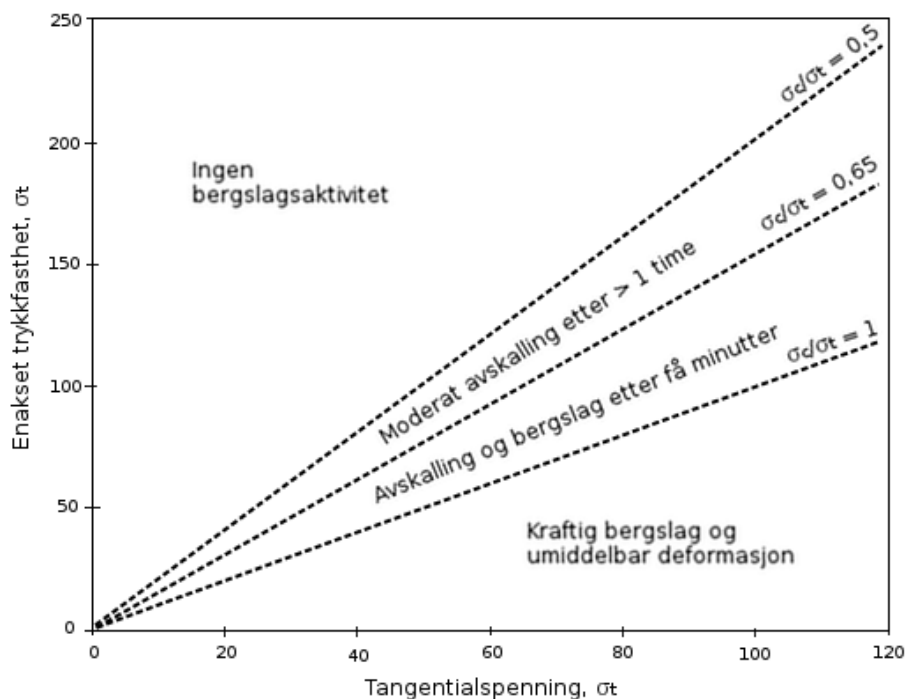
Det har blitt vist at sprekker forårsaket av induerte strekkspenninger begynner å formes ved spenninger mellom 40 til 50 % av den enaksede trykkfastheten til bergarten, og at dette gjelder for de fleste massive bergarter. Uttrykksformen for bergtrykket intensiveres ved høyere forhold mellom maksimal tangentialspenning og enakset trykkfasthet (Hoek & Marinos, 2010).

I Q-verdisystemet klassifiseres bergtrykksproblemer ved forholdet mellom bergartens trykkfasthet og største hovedspenning, og ved forholdet mellom største tangentialspenning og trykkfastheten, som definert i tabell 7-4.

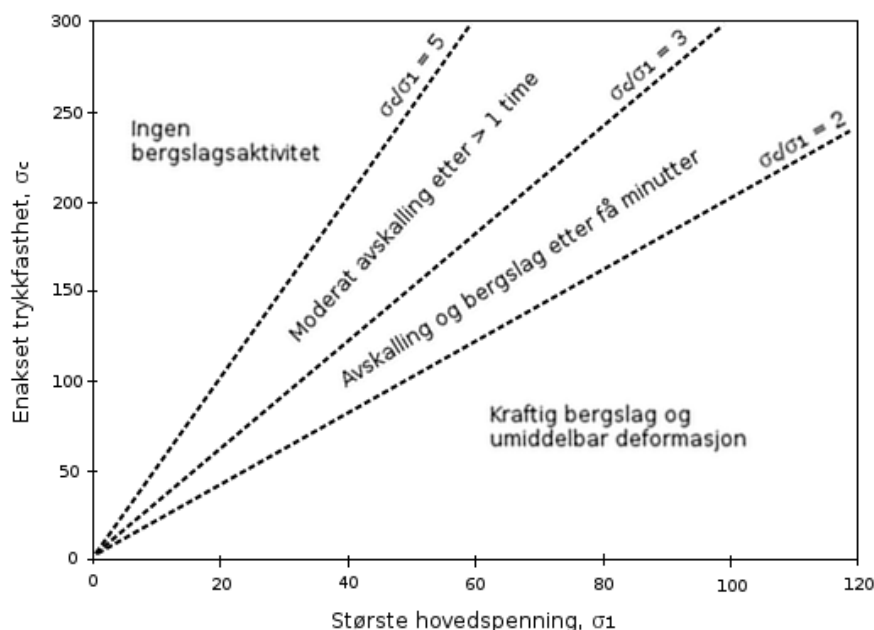
Tabell 7-4: Klassifisering i henhold til Q-systemet og SRF (Barton, 2002).

$\sigma_c/\sigma_1$	$\sigma_t/\sigma_c$	Beskrivelse
>200	<0,01	Lavt spenningsnivå, liten overdekning, åpne sprekker
200-10	0,01-0,3	Middels spenningsnivå, gunstige spenningsforhold
10-5	0,3-0,4	Høyt spenningsnivå, innspent bergmasse; vanligvis gunstig for stabilitet, men kan være ugunstig for stabilitet i vegger
5-3	0,5-0,65	Moderat avskalling etter >1 time i massive bergarter
3-2	0,65-1,0	Avskalling og bergslag etter noen få minutter i massive bergarter
<2	>1	Kraftig bergslag og umiddelbare dynamiske deformasjoner i massive bergarter

Klassifiseringen kan fremstilles grafisk ved hjelp av diagrammene i figur 7-12 og 7-13.



Figur 7-12: Bergslag som funksjon av tangentialspenning og enakset trykkfasthet.



**Figur 7-13: Bergslag som funksjon av største hovedspenning og enakset trykkfasthet.**

## 7.4 Resultater av spenningsanalyser

I dette kapitlet gjennomgås resultatene av beregninger og analyser som er gjennomført som beskrevet i foregående kapittel.

### 7.4.1 Beregning av de tektoniske spenningskomponentene

De horisontale spenningene ved Oppdølsstranda er høyere enn det de en vil forvente i et tilfelle hvor spenningene kun er påvirket av gravitasjonen. De beregnede tektoniske komponentene av horisontalspenningene er gitt i tabell 7-5.

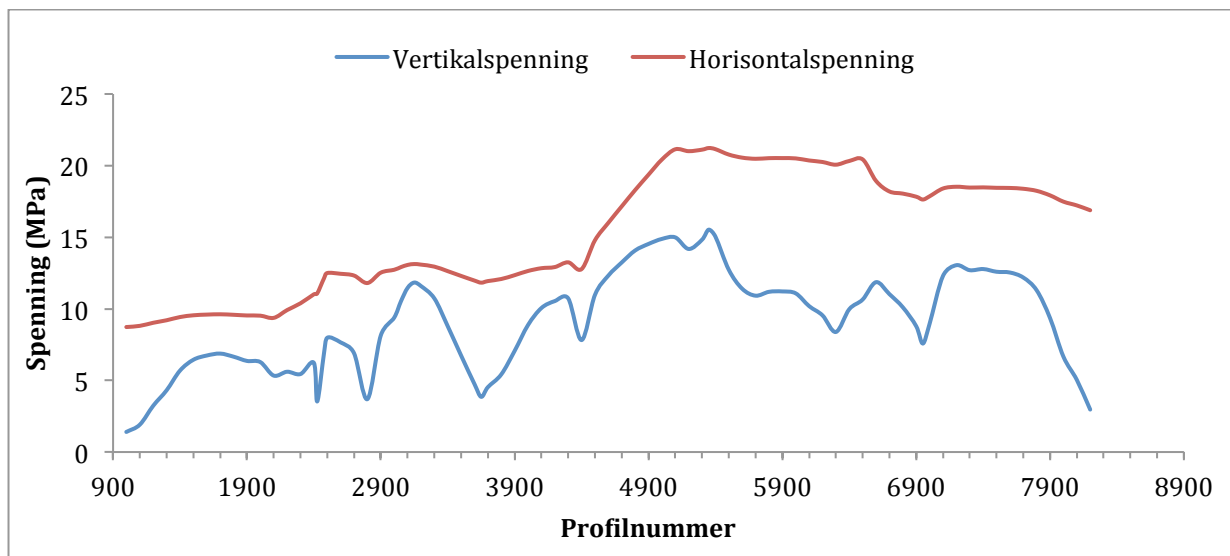
**Tabell 7-5: Tektoniske spenningskomponenter i retning av største og minste horisontalspenning.**

Spenningskomponent	Verdi [MPa]	Retning
$\sigma_{Htec}$	23,5	14°N
$\sigma_{htec}$	5,7	

### 7.4.2 Spenninger langs tunneltraseen

Figur 7-14 viser en oversikt over vertikal- og horisontalspenningen i planet vinkelrett på tunnelretningen langs hele tunnelstrekningen.

Som en kan se av figuren vil den vertikale spenningen variere i overensstemmelse med overdekningen. En sammenligning av den beregnede og målte vertikalspenningen ved profil 3050 viser en god korrelasjon. Overdekningen er her 390 m noe som resulterer i en vertikalspenning på 10,5 MPa. Vertikalspenningen som resulterer fra spenningsmålingen har en verdi på 11,1 MPa.



**Figur 7-14: Spenninger langs trasé. Vertikal- og horisontalspenning i et plan vinkelrett på tunnelens lengderetning.**

Den horisontale spenningen er hele tiden høyere enn den vertikale spenningen og en kan identifisere topografiens påvirkning også her, men horisontalspenningen vil i større grad variere på grunn av endringen av den tektoniske komponenten. Etter hvert som tunnelen dreier østover øker den vinkelrette tektoniske komponenten. Årsaken til dette er at bidraget fra  $\sigma_{Htec}$  øker i forhold til bidraget fra  $\sigma_{htec}$ . Som et resultat av dette vil horisontalspenningen øke i forhold til vertikalspenningen etter hvert som en nærmer seg Modalen.

#### 7.4.3 Spenninger ved utvalgte profiler

De tektoniske komponentene av horisontalspenningen er beregnet vinkelrett og parallelt på tunnelretningen ved profil 3050 og 5350. Horisontalspenningene i samme retninger er deretter beregnet fra vertikalspenning og tektonisk komponent. De beregnede spenningene er gitt i tabell 7-6.

**Tabell 7-6: Beregnede spenninger ved profil 3050 og 5350 i planet vinkelrett og parallelt på tunnelretningen.**

	Profil 3050	Profil 5350
$\sigma_v$	10,5	15,5
$\sigma_{tec\perp}$	11,2	18,7
$\sigma_{tec\parallel}$	21,4	15,3
$\sigma_{h\perp}$	12,9	21,2
$\sigma_{h\parallel}$	23,1	17,8

(Alle verdier er oppgitt i MPa)

En estimering av de tangentielle spenningene i vegg og heng av tunnelen er utført vha. metoden utviklet av Hoek og Brown (1980), omtalt i kapittel 4.3.2. Standard tunnelverrsnitt for vegtunneler gir formfaktorene  $A = 3,1$  og  $B = 2,7$ . Resultatet er gitt i tabell 7-7.

**Tabell 7-7: Beregning av tangentialspenninger i heng og vegger.**

		<b>Profil 3050</b>	<b>Profil 5350</b>
$\sigma_v$	MPa	10,5	15,5
$k$		1,23	1,39
$\sigma_{tr}$	MPa	<b>29,5</b>	<b>51,3</b>
$\sigma_{tw}$	MPa	<b>15,4</b>	<b>20,3</b>

Når en vet orienteringen av spenningsfeltet kan en si hvilken side av profilet som vil få størst spenninger i veggen.

#### 7.4.4 Resultater av numerisk analyse

##### *Resultat av analyse av spenningsfelt i fjellside*

Spenningsfeltet i fjellsiden ved profil 3050 og 5350 som gitt av den numeriske analysen er vist i figur 7-15 og 7-16. Spenningene er orientert som typiske dalsidespenninger med største hovedspenning parallell topografien. En ser også hvordan spenningskonsentrasjonen øker mot bunnen av fjorden. Phase<sup>2</sup> angir største og minste spenning i planet som  $\sigma_1$  og  $\sigma_3$ . Spenningen ut av planet benevnes  $\sigma_z$  uavhengig av størrelsen. I tilfellet ved Oppdølsstranda er  $\sigma_z$  største hovedspenning.

Tunnelens plassering i fjellsiden i det enkelte profil er markert i figurene. Spenningskomponentenes verdi ved tunnelen er gitt i tabell 7-8 og 7-9. Figurer som viser spenningsfordelingen i dalsiden for hver spenningskomponent er gitt i vedlegg F.1. Hovedspenningene i planet,  $\sigma_1$  og  $\sigma_3$ , er høyere ved profil 5350 enn ved 3050. Forskjellen er størst for største hovedspenning  $\sigma_1$ . Spenningen ut av planet er noe større ved profil 3050 enn ved 5350. Fallvinkelen på fjellsiden er ikke veldig forskjellig for de to lokalitetene, noe som gjenspeiles i fallvinkelen på største hovedspenning i planet.

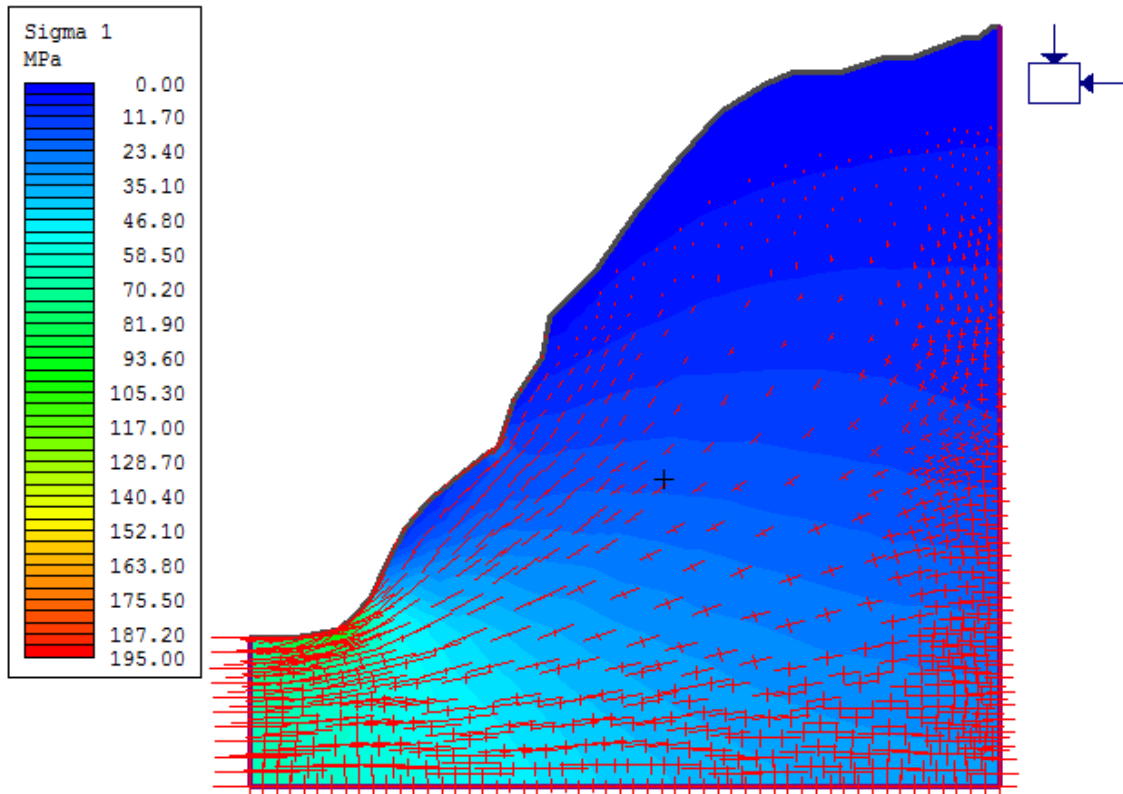
**Tabell 7-8: Spenninger rundt tunnel ved profil 3050. Resultater fra numerisk analyse.**

<b>Spenningskomponent</b>	<b>Verdi [MPa]</b>	<b>Vinkel [°N]</b>
$\sigma_1$	18,47	39
$\sigma_3$	6,15	
$\sigma_z$	55,59	

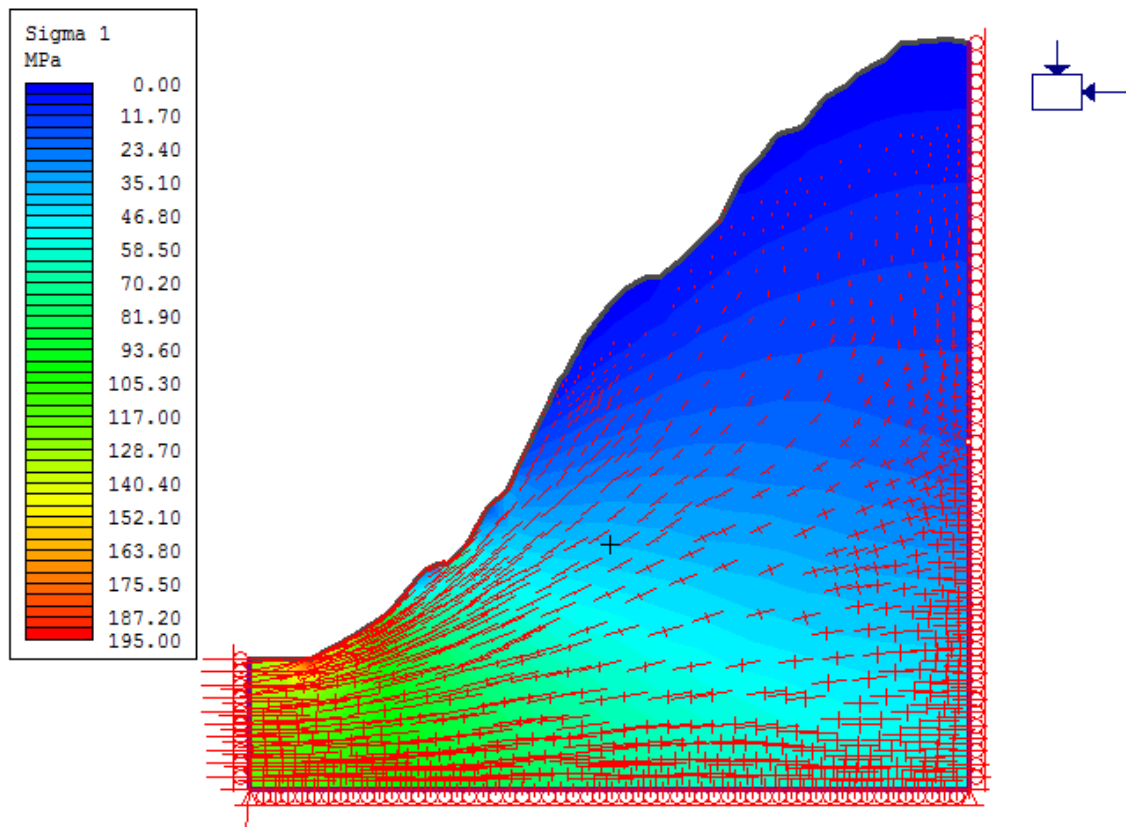
**Tabell 7-9: Spenninger rundt tunnel ved profil 5350. Resultater fra numerisk analyse.**

<b>Spenningskomponent</b>	<b>Verdi [MPa]</b>	<b>Vinkel [°N]</b>
$\sigma_1$	38,40	33
$\sigma_3$	8,20	
$\sigma_z$	43,81	

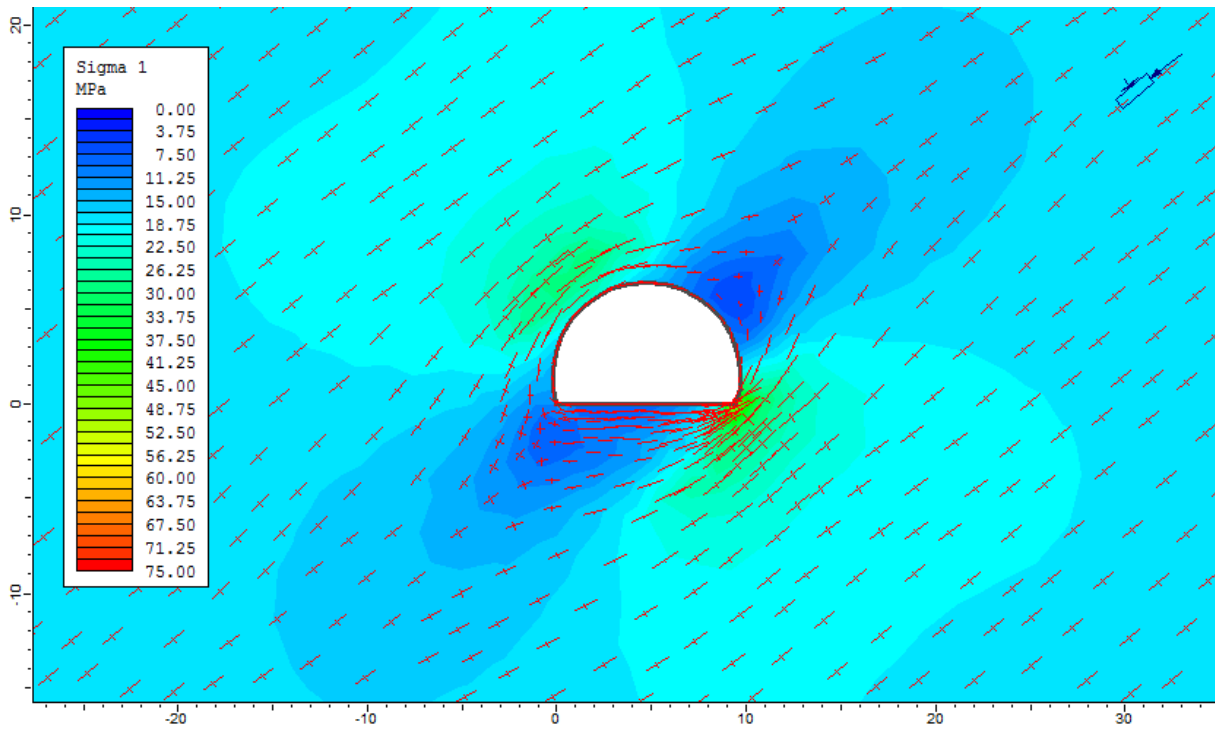




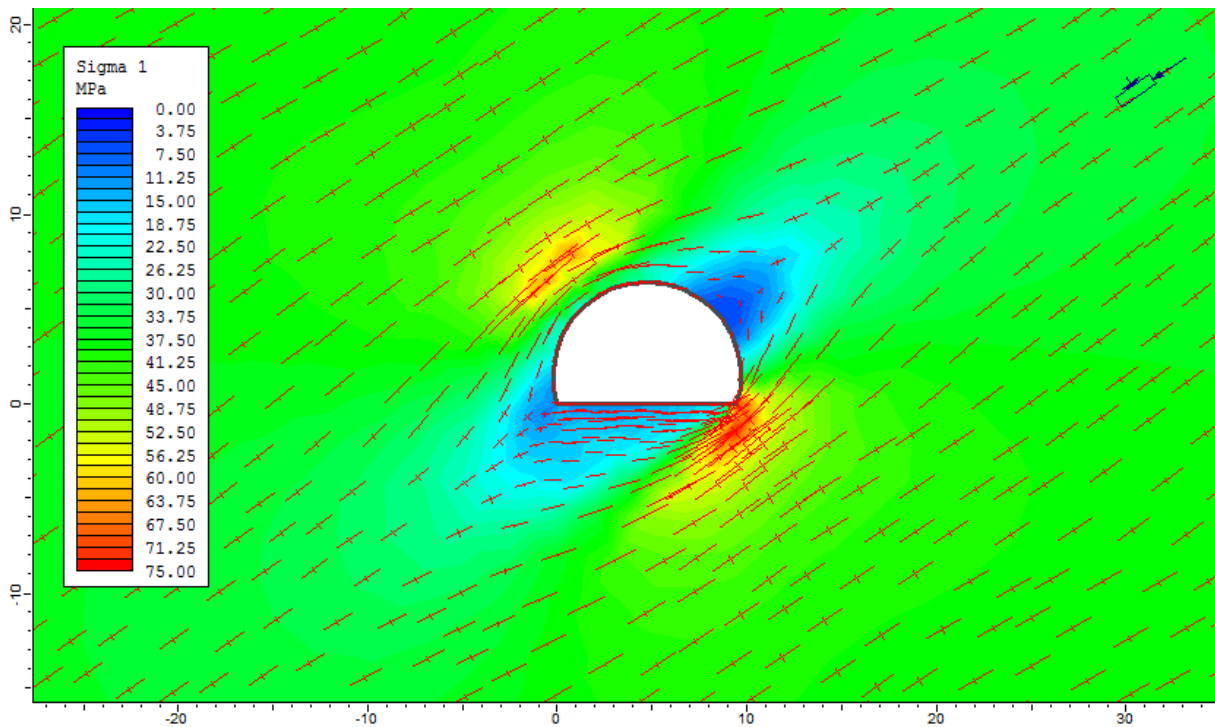
Figur 7-15: Spenningsfelt i fjellside ved profil 3050. Svart kryss markerer tunnelens plassering.



Figur 7-16: Spenningsfelt i fjellside ved profil 5350. Svart kryss markerer tunnelens plassering.



Figur 7-17: Største hovedspenning rundt tunnelen ved profil 3050.

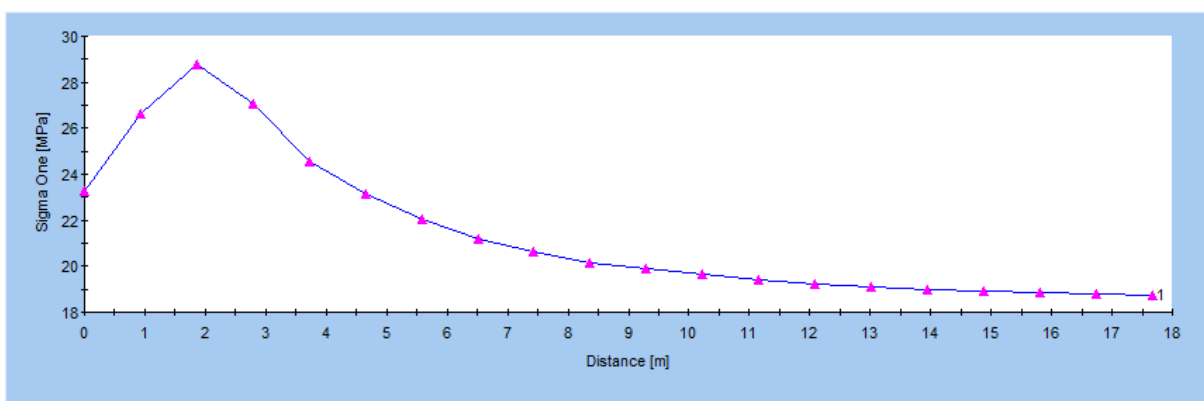


Figur 7-18: Største hovedspenning rundt tunnelen ved profil 5350.

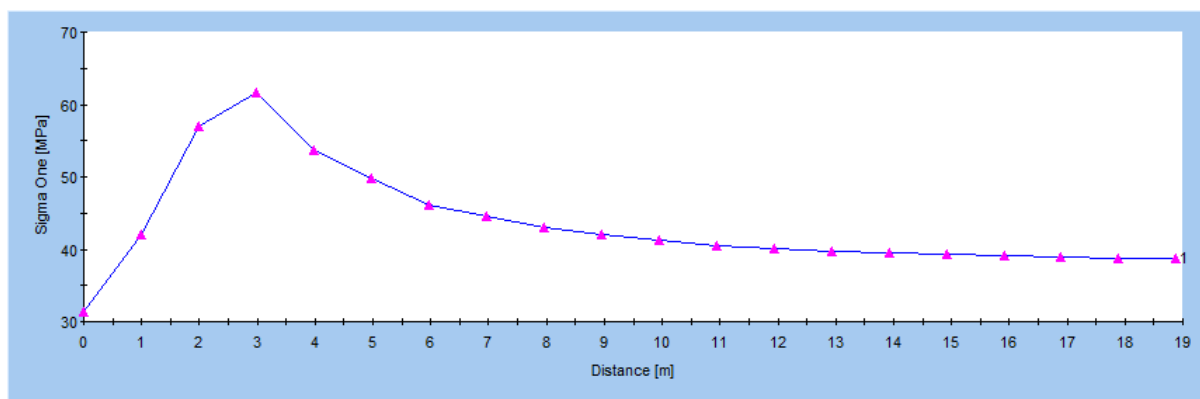
### Resultat av analyse av spenningsfelt og bergmasse rundt tunnelprofil

Spenningsfeltet rundt tunnelen ved profil 3050 og 5350 som gitt av den numeriske analysen er vist i figur 7-17 og 7-18. Modellen er definert som at en ser tunnelen i retning av stigende profilnummer. Dvs. at venstre side vender ut mot fjorden. Det oppstår tydelig en spenningskonsentrasjon i venstre vederlag/heng og i overgang mellom høyre vegg og såle ved begge profilene. Spenningskonsentrasjonen er noe høyere ved profil 5350. Figurer for alle spenningskomponentene ved hver profil er gitt i vedlegg F.2 – F.4. Ved profil 3050 kommer spenningene rundt tunnelen opp mot 30-50 MPa ved ytre vederlag og indre vegg/såle. Ved profil 5350 har spenningene rundt tunnelen en verdi opp mot 75 MPa.

Ved begge profilene er den største spenningskonsentrasjonen forskjøvet en avstand ut fra tunneloverflaten, spesielt gjelder dette ved ytre vederlag. Figur 7-19 og 7-20 viser hvordan største hovedspenning varierer som en funksjon av avstanden fra tunnelperiferien. Målepunktene er fordelt langs en rett linje ut fra tunnelens overflate i venstre vederlag (sett i retning stigende profilnummer) som vist i vedlegg F.5. Spenningsvollen har en maksimal verdi ca. 2 – 3 m fra tunnelens overflate.



Figur 7-19: Spenning som funksjon av avstand fra tunnel. Profil 3050.



Figur 7-20: Spenning som funksjon av avstand fra tunnel. Profil 5350.

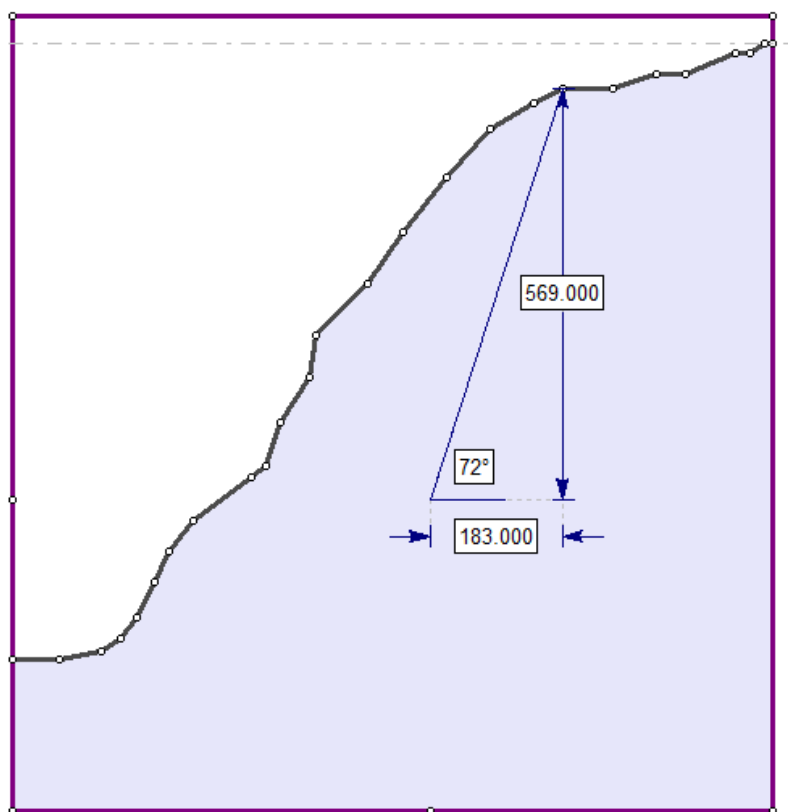
Analyse av styrkefaktoren rundt profilet viser at det oppstår en sone rundt tunnelen med faktor ned mot 1 for begge profiler (Vedlegg F.6). Ved styrkefaktor  $<1$  vil ikke fjellet være stabilt uten sikring.

Figurer i vedlegg F.7 viser den totale deformasjonen som kan forekomme rundt tunnelprofilen. Det må forventes noe større deformasjon ved profil 5350 på grunn av de høye spenningene.

I vedlegg F.8 ser en at det oppstår en sone rundt tunnelprofilen hvor bergmassen er sterkt påvirket av oppsprekking og deformasjoner. Resultatene bygger på en analyse for usikret tunnel. Ved sikring av tunnelen vil det være viktig at bolter er tilstrekkelig lange til å nå utenfor sonen som har lav styrkefaktor og sonen som er oppsprukket og deformert.

#### 7.4.5 Empirisk analyse av tunnelen plassering i fjellsiden

Det er kun langs ca. 700 m av tunnelen at en har en overdekning som overstiger 500 m, men langs store deler av strekningen når fjellsiden raskt store høyder etter hvert som avstanden fra fjorden øker. Fjellsiden er i tillegg svært bratt slik at store høyder nås i stor vinkel opp fra tunnelen.

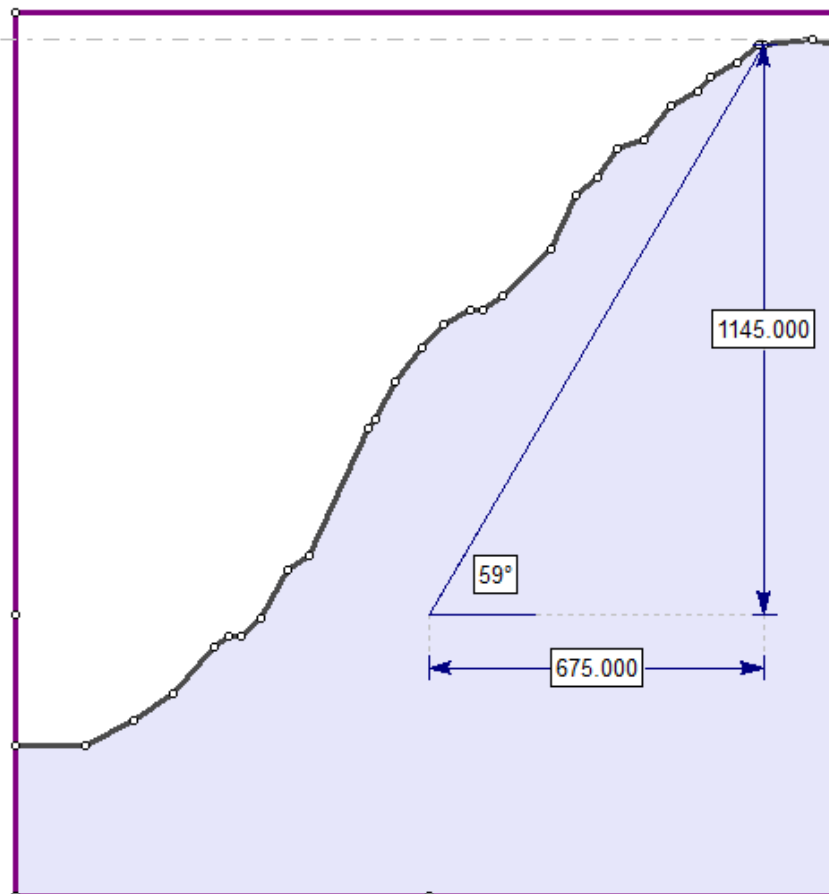


**Figur 7-21: Høyde og vinkel opp til fjelltopp ved profil 3050.**

Overdekningen rett over tunnelen er ved profil 3050 ca. 390 m. Helningen på fjellsiden er bratt og stiger raskt opp mot 600 – 700 moh. (Figur 7-3). Topografien flater ut ved en høyde på ca. 600 moh. og avstanden  $h$  ned til tunnelnivået er da ca. 570 m (Figur 7-21). Vinkelen fra tunnelen og opp til toppen er  $72^\circ$ . Basert på tommelfingerregelen om 500

m høydeforskjell og en vinkel på  $25^\circ$  skulle en kunne forvente noen problemer knyttet til høyt bergtrykk i dette området.

Ved profil 5350 er overdekningen ca. 575 m og fjellsiden stiger bratt opp til 1200 moh. og videre opp til 1400 moh. (Figur 7-4). Vinkelen fra tunnelen og opp til punktet ved 1200 moh., hvor stigningen flater noe ut, er rundt  $60^\circ$  og den vertikale avstanden  $h$  er omtrent 1150 m (Figur 7-22). Sammenligner en med diagrammet i figur 7-8 ser en at det i slike tilfeller tidligere har forekommet tilfeller med alvorlige bergslagsvansker.



**Figur 7-22: Høyde og vinkel opp til fjelltopp ved profil 5350**

Tunnelens plassering i forhold til den totale høyden fra bunnen av fjorden og opp til toppen av fjellsiden er noe usikker. Dybden til fjorden er avgjørende for om tunnelen ligger i nedre tredjedel av fjellsiden eller ikke, og denne dybden er ikke kjent. Dersom dybden på fjorden overgår en viss grense vil ikke anlegget ligge i nedre tredjedel. Ved profil 3050 går denne grensen ved 300 m dyp, og ved profil 5350 ved en dybde på 600 m. Det anses som lite sannsynlig at fjorden er dypere enn 600 m ved profil 5350, men ettersom det er registrert løsmassetykkelser som kan være opp mot 500 m i Sunndalsøra, kan en ikke se bort i fra at fjorden kan være mer enn 300 m dyp ved profil 3050.

### 7.4.6 Bergslagsindeks

Teoretisk beregnede tangentialspenninger som er forventet rundt tunnelperiferien er gitt i tabell 7-10. Tangentialspenningene er beregnet ved Kirschs ligninger med utgangspunkt i spenningsdataene fra den numeriske analysen (Tabell 7-8 og 7-9).

**Tabell 7-10: Beregnede tangentialspenninger rundt tunnelen.**

Spenningskomponent	Profil 3050	Profil 5350
$\sigma_{tmax}$ [MPa]	49,3	107,0
$\sigma_{tmin}$ [MPa]	-0,02	-13,8

Største og minste tangentialspenning virker i områdene med hhv. spenningskonsentrasjon og -avlastning. Disse områdene kommer tydelig frem av den numeriske analysen (Figur 7-17 og 7-18).

Beregnet bergslagsindeks for profil 3050 og 5350 er gitt i tabell 7-11. Det er gjort beregninger med to verdier for punktlastindeksen for hver profil. Punktlastindeksen målt parallelt med foliasjonen i bergarten representerer indirekte strekkstyrke langs bergartens svakeste plan. Ved belastning vinkelrett på foliasjonsretningen indikerer punktlastindeksen en vesentlig større styrke. Denne anisotropien i bergarten gir utslag i forventet bergslagsaktivitet.

**Tabell 7-11: Beregnet bergslagsindeks, RBI.**

Profil	$\sigma_{tmax}$	$I_{s(50)}$	RBI	Bergslagsaktivitet
3050	49,3	11,1*	0,225	Ingen
		7,7**	0,156	Liten
5350	107,0	11,1*	0,104	Moderat
		7,7**	0,072	Stor

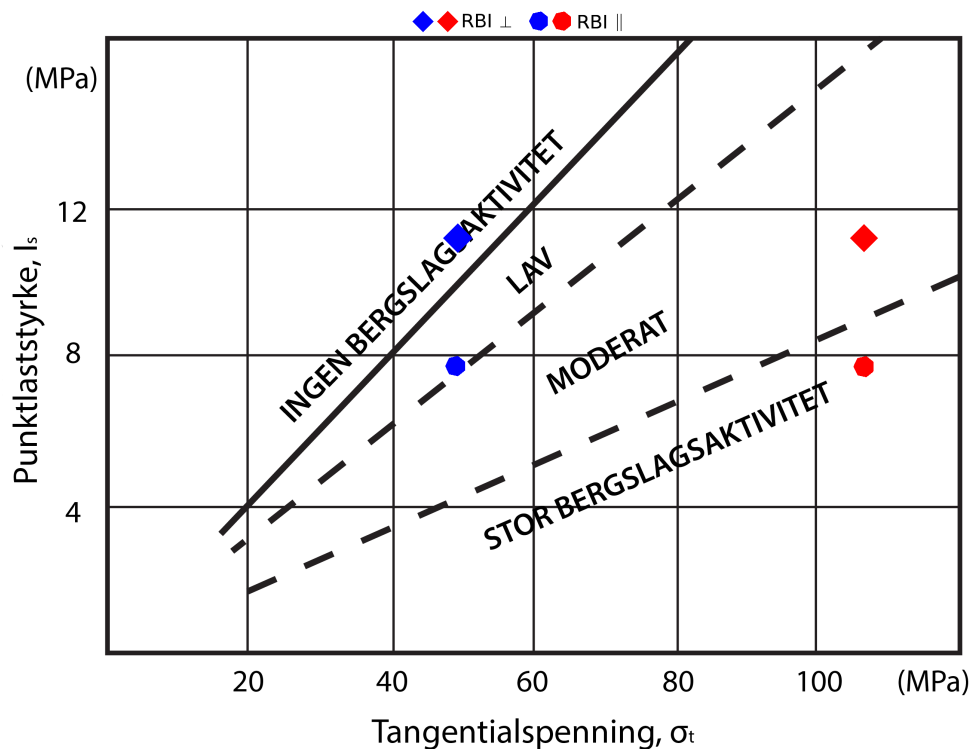
\*Punktlastindeks normalt på lagdeling

\*\*Punktlastindeks parallelt lagdeling

Beregnete bergslagsindekser er markert i figur 7-23.

Tangentialspenningene ved profil 3050 indikerer moderat spenningsanisotropi.  $I_{s(50)\perp}$  og  $I_{s(50)\parallel}$  gir henholdsvis ingen og liten bergslagsaktivitet.

Beregningene indikerer en høy maksimal tangentialspenning rundt tunnelperiferien ved profil 5350. På grunn av den store forskjellen mellom største og minste hovedspenning i planet oppstår det i tillegg strekkspenninger i konturen. De resulterende bergslagsindeksene ved profil 5350 plasserer spenningssituasjonen innenfor kategoriene moderat og stor bergslagsaktivitet.



**Figur 7-23: Bergslagsindeks ved Oppdølsstranda. Profil 3050 (blå) og profil 5350 (rød).**

#### 7.4.7 Forhold mellom spenninger og bergartens trykkfasthet

Resultater av beregninger av forholdet mellom enakset trykkfasthet, største hovedspenning og største tangentialspenning er gitt i tabell 7-12. Resultatene er også fremstilt grafisk i figur 7-24 og 7-25.

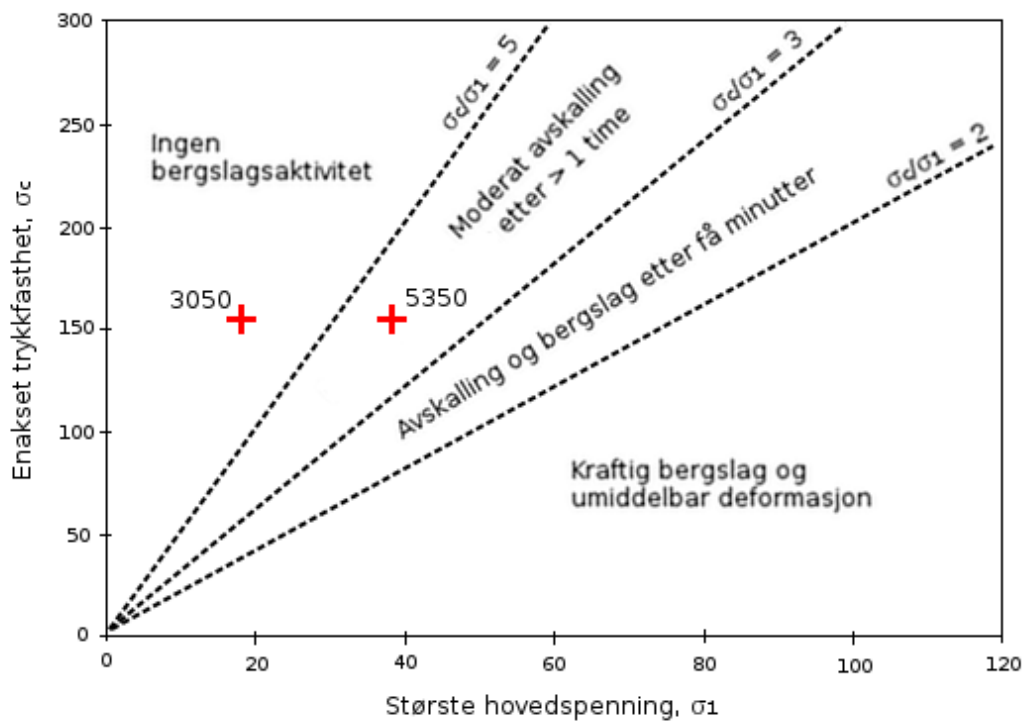
**Tabell 7-12: Beregnede forhold mellom spenninger og enakset trykkfasthet.**

Profil	$\sigma_c/\sigma_1$	$\sigma_\theta/\sigma_c$
3050	8,3	4,01
5350	0,32	0,69

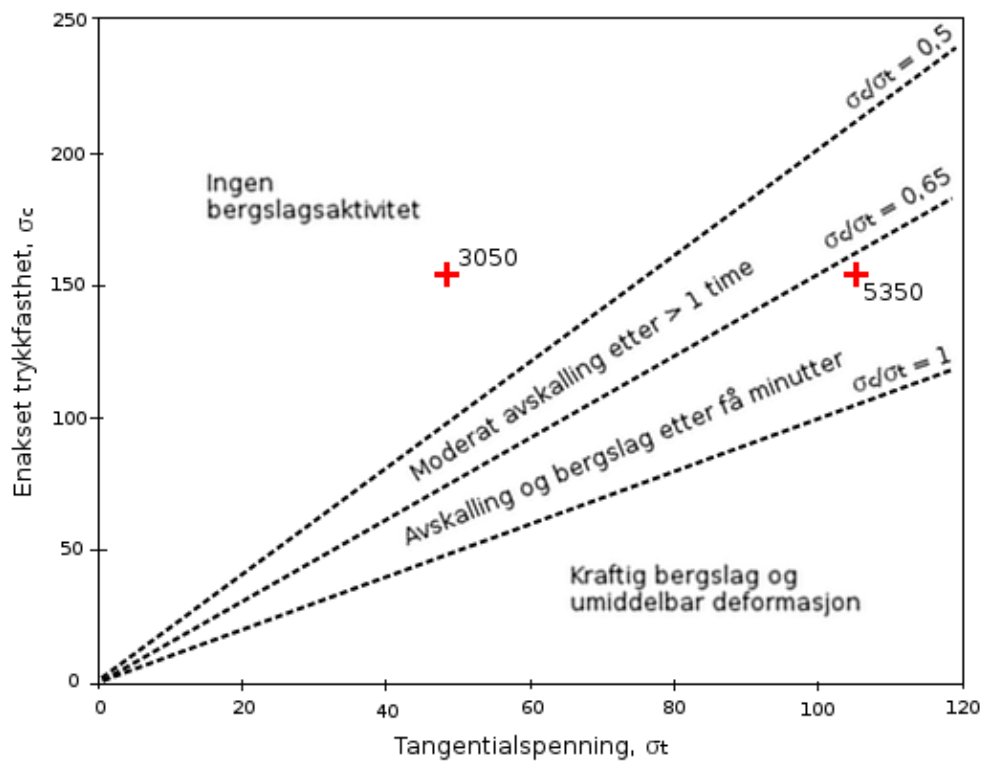
Klassifiseringen antyder at det ikke vil oppstå bergtrykksproblemer ved profil 3050. Ved profil 5350 indikerer analysene at bergtrykksproblemer kan forventes i ulik grad. Sammenligning av trykkfasthet og største hovedspenning tyder på at moderat avskalling vil inntreffe etter en tid. Sammenligning med største tangentialspenning indikerer avskalling og bergslag etter få minutter.

Årsaken til at sammenligning med tangentialspenningen resulterer i større grad av avskalling i dette tilfellet er anisotropien i spenningsfeltet. En sammenligning med største hovedspenning alene tar ikke hensyn til et sterkt anisotrop spenningsforhold.





Figur 7-24: Bergslag som funksjon av største hovedspenning og trykkfasthet ved profil 3050 og 5350.



Figur 7-25: Bergslag som funksjon av tangentialspenning og trykkfasthet ved profil 3050 og 5350.

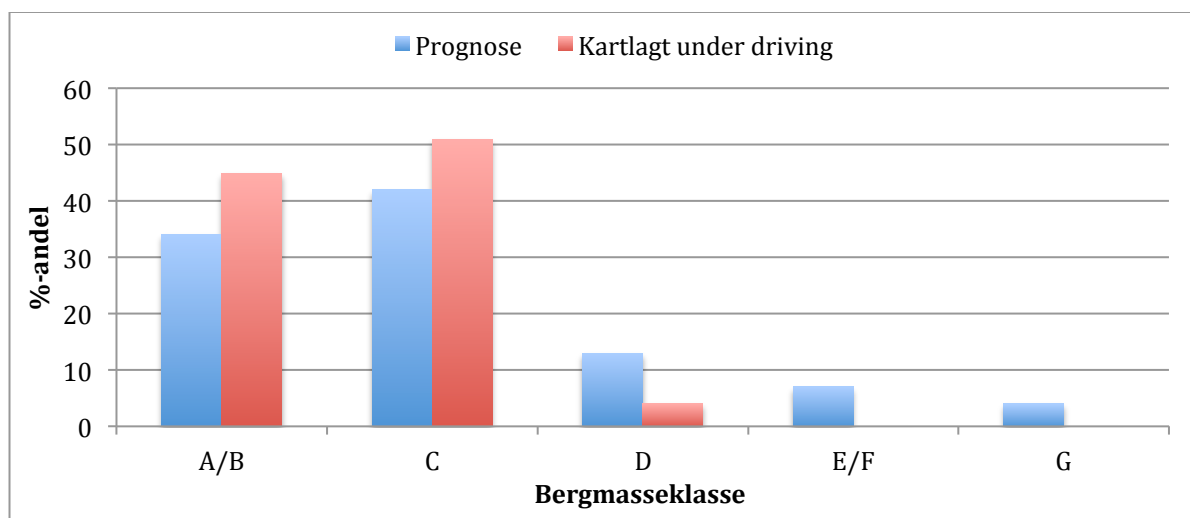
## Kapittel 8 Diskusjon

### 8.1 Geologi

Tunnelanlegget befinner seg innenfor den vestre gneisregionen, et geologisk område som domineres av prekambriske gneisbergarter. Langs Oppdølsstranda er berggrunnen kartlagt som hovedsakelig granittisk til diorittisk gneis. Under driving av tunnelen er den kartlagte bergarten hovedsakelig karakterisert som gneis av ulik sammensetning og struktur. XRD-analyser av kjerneprøver fra tunnelen bekrefter en granittisk til diorittisk mineralsammensetning.

Basert på utførte forundersøkelser har det blitt satt opp en prognose for fordelingen av bergmasseklasser for tunnelen. Kartleggingsdata fra 2250 meter av den ferdigdrevne tunnelen er i figur 8-1 sammenlignet med prognosene. Prognosene indikerer noe dårligere bergmasse enn det som er erfart under driving. Det er hittil i tunneldrivingen erfart svært gode geologiske forhold. Over 90 % av tunnelen er kartlagt til bergmasseklasse A – C. Så langt har det ikke blitt kartlagt berg i klasse E/F eller dårligere.

Etter driving av omtrent 45 % av tunnelens totale lengde er det ikke erfart større problemer med tanke på stabilitet i tunnelen. I et avgrenset område har det oppstått noe sprak i form av moderat avskalling og knitrelyder i fjellet. En stor grunn til at kartlagte bergmasser er bedre enn prognosene tilsa er at det så langt har oppstått mindre problemer med bergtrykk enn det som var fryktet.



**Figur 8-1: Sammenligning av antatt og erfart fordeling av bergmasseklasser.**

### 8.2 Laboratorieundersøkelser

Ettersom det tidligere ikke er gjort laboratorieundersøkelser av bergartene ved Oppdølsstranda ble det utført en rekke tester i forbindelse med masteroppgaven. Det var god tilgang på prøvemateriale ettersom det ble boret kjerneprøver i forbindelse

med spenningsmålinger. Laboratorieundersøkelsene har gitt nøyaktige data for de mekaniske egenskapene til bergarten, noe som har vært nyttig for å gjennomføre analysene.

Ved boring for spenningsmålinger ble borehullet boret tilnærmet vinkelrett på tunnelveggen. Foliasjonen i bergarten har av den grunn en vinkel i forhold til kjerneprøvene som gjør at en ikke får testet blant annet enakset trykkfasthet vinkelrett på bergartens svakhetsplan.

Retningen til foliasjonen er viktig for tolkning av resultatene. Effekten av anisotropien i bergarten er tydelig av resultatene av punktlasttesten. Styrken er høyere ved påføring av last normalt på svakhetsplanet enn ved belastning parallelt. Resultatene fra enakset trykktest resulterte i en enakset trykkfasthet  $\sigma_c = 154$  MPa. Dette klassifiseres som veldig høy styrke (NBG, 2000). Ved påføring av last vinkelrett på foliasjonen ville bergarten trolig tålt enda større belastning før brudd.

### 8.3 Spenningsmålinger og resulterende spenningsfelt

Ettersom spenningsmålinger er utført ved prosjektet foreligger gode data for in-situ spenningsfelt ved tunnelen. Resultatene fra spenningsmålingene viser at spenningsfeltet i området er orientert med største hovedspenning tilnærmet horisontalt og parallell med fjorden. Mellomste hovedspenning følger topografien parallelt mens minste hovedspenning står tilnærmet normalt på topografien.

Resultatene av målingene viser et spenningsfelt som forventet under de gitte forholdene ved Oppdølsstranda. Ved projisering av hovedspenningene til vertikal- og horisontalplanet får en en vertikalspenning som tilnærmet tilsvarende vekten av overliggende bergmasser. Største horisontalspenning er vesentlig større enn vertikalspenningen. Typisk forhold mellom horisontalspenning og vertikalspenning er i Skandinavia 2 – 3. Ved Oppdølsstranda er forholdet funnet å være 2,3. Spenningsfeltet er som forventet også sterkt påvirket av topografien. Dette er tydelig av retningen på mellomste og minste hovedspenning som er orientert hhv. tilnærmet parallelt og vinkelrett på fjellsiden.

Det vil alltid knyttes usikkerheter til spenningsmålinger og ettersom spenningsfeltets virkelige størrelse og orientering er ukjent er det vanskelig å si nøyaktig om resultatene av målingene er korrekte eller ikke. Laboratorieundersøkelser utført av NTNU/SINTEF for å undersøke nøyaktigheten av målemetodene har vist at overensstemmelse mellom virkelig og målt spenning er meget god. Forsøkene er gjort med tredimensjonale måleceller i en stålblokk påført kjent spenning (Myrvang, 2001). Studier av Borre-cellen, som ble benyttet ved Oppdølsstranda, indikerer en absoluttfeil opptil 3 MPa for denne målemetoden (Sjöberg & Klasson, 2003).

## 8.4 Numerisk analyse

Spenningsene som resulterer fra den numeriske analysen er en vesentlig del av grunnlaget for prediksjon av eventuelle bergtrykksproblemer. Derfor er det viktig å være oppmerksom på begrensningene ved den numeriske analysen. Nøyaktige inngangsparametere er nødvendig for å oppnå et pålitelig analyseresultat og de viktigste parameterne er in-situ bergspenninger, deformasjonsegenskaper og styrkeegenskaper.

Ved Oppdølsstranda foreligger resultater fra spenningsmålinger som gjør at usikkerheten rundt in-situ bergspenninger reduseres betraktelig i forhold til bruk av teoretisk beregnede spenninger. Deformasjons- og styrkeegenskapene til bergarten er bestemt ved laboratorieundersøkelser. Deformasjonsegenskapene er ofte svært forskjellig for de små prøvestykkene som benyttes i laboratoriet i forhold til egenskapene til store volum av bergmasser. Ofte kan laboratorieverdien av E-modulen være 50 % høyere enn verdien for in-situ bergmasse (NBG, 2000). For å benyttes som input i numeriske analyser må E-modulen målt i laboratoriet skaleres ned (Myrvang, 2001).

Det er også viktig å være oppmerksom på at spenningene som resulterer fra todimensjonal numerisk analyse kan være opptil 50 % høyere enn spenningene en får fra mer realistiske tredimensjonale modeller (NBG, 2000).

Spenningsfeltene som kommer frem av den numeriske analysen passer godt til modellen av typiske dalsidespenninger. Største hovedspenning i planet er orientert parallelt fjellsiden mens minste hovedspenning er orientert vinkelrett på denne. Spenningsene er lave høyt oppe i fjellsiden og øker ned mot bunnen av fjorden. Anisotropien mellom største og minste hovedspenning er størst nær fjelloverflaten og reduseres etter hvert som en beveger seg inn i fjellet.

## 8.5 Prediksjon av bergtrykksproblemer

Orienteringen til hovedspenningene er gunstig med tanke på bergtrykk rundt tunnelprofilet. Ettersom største hovedspenning er orientert tilnærmet parallelt tunnelens lengdeakse vil det være minste og mellomste hovedspenning som har størst betydning for stabiliteten i tunnelen. En vil i dette tilfellet få vesentlig lavere spenningsanisotropi enn dersom største og minste hovedspenning virker i planet vinkelrett på tunnelaksen.

Selve størrelsen på spenningene er som forventet høyere ved profil 5350 enn ved profil 3050. De økte spenningene kommer først og fremst av at overdekningen er betydelig høyere ved profil 5350. I tillegg dreier tunnelen mot øst når en nærmer seg Modalen. En dreining østover fører til en økning av den tektoniske komponenten av horisontalspenningen i planet vinkelrett på tunnelens lengdeakse.

Ettersom største hovedspenning øker mer enn minste hovedspenning er spenningsforholdet betraktelig mer anisotrop ved profil 5350 enn ved 3050. Forholdet mellom største og minste hovedspenning er 3 ved profil 3050 og 4,7 ved profil 5350. Som et resultat av økt spenningsnivå og grad av anisotropi blir den maksimale tangentialspenningen rundt tunnelen her vesentlig høyere enn ved profil 3050.

### 8.5.1 Utførte analyser

Basert på de beregnede spenningene rundt tunnelen er det utført et utvalg forskjellige analyser av forholdene for å vurdere om det er fare for bergtrykksproblemer i tunnelen. Forholdene ved Oppdølsstranda er sammenlignet med ulike metoder som baserer seg på erfaringer fra tidligere anlegg.

Det ble innledningsvis i analysen utført en sammenligning med en gammel tommelfingerregel som er utviklet for å forutsi når det er fare for å oppleve bergtrykksproblemer. Denne sier at en kan forvente problemer når høyder over 500 m over tunnelen kan nås med en vinkel brattere enn 25°. Videre ble det gjennomført sammenligninger mellom bergartens styrkeegenskaper og spenningsforholdene rundt tunnelen ved de to profilene. En oppsummering av analyseresultatene er gitt i tabell 8-1.

**Tabell 8-1: Oppsummering av resultater fra spenningsanalyser.**

Metode	Prediksjoner	
	Profil 3050	Profil 5350
Tommelfingerregel	Bergtrykksproblemer kan forventes	Bergtrykksproblemer kan forventes
Bergslagsindeks	Ingen til lav grad av bergslag/avskalling	Moderat til stor grad av bergslag/avskalling
$\sigma_c/\sigma_1$	Ingen bergtrykksproblemer	Moderat avskalling etter > 1 time
$\sigma_t/\sigma_c$	Ingen bergtrykksproblemer	Avskalling og bergslag etter få minutter

### 8.5.2 Profil 3050 – prognose versus erfaringer

Tunnelen ble drevet forbi profil 3050 uten at det ble registrert tegn på bergtrykksproblemer. Overdekningen i dette området er omtrent 390 m direkte over tunneltraseen. Høydeprofiler viser at en når en høyde på 570 m over tunnelnivå innenfor en vinkel på omtrent 70° (Figur 7-21). Sammenlignet med tommelfingerregelen tyder dette på at en kan forvente sprak i området. Samtidig er det knyttet usikkerhet til fjordens dybde og dermed anleggets plassering i forhold til fjellsidens totale høyde.

Ser en på sammenligninger mellom spenningsforhold og styrkeegenskaper tyder resultatene på at en ikke vil oppleve nevneverdige problemer knyttet til spenninger i dette området. Bergslagsindeksen fra Russenes (1974) indikerer at det kan forekomme

lav bergslagsaktivitet. Denne indeksen vurderer bergtrykksproblemer ved å sammenligne bergartens punktlastindeks med maksimal tangentialspenning rundt tunnelprofilen. Foliajonens retning i forhold til retning av største hovedspenning og tangentialspenning er vurdert som gunstig. Det er dermed riktigere å benytte en styrke nær punktlastindeksen vinkelrett på foliasjonsretningen enn parallelt på denne for vurdering av bergslagsaktivitet. Vurderinger basert på forholdet mellom enakset trykkfasthet og største hovedspenning og maksimal tangentialspenning indikerer at det ikke vil forventes bergtrykksproblemer.

Ser en på analysene samlet er det rimelig å anta at det ikke vil oppstå store stabilitetsproblemer knyttet til høye spenninger ved profil 3050. Dette stemmer også med det som er erfart i tunnelen ved driving forbi området.

Det er imidlertid viktig å være oppmerksom på at en rekke forhold kan påvirke spenningskonsentrasjonen og bergets uttrykksform under høye spenninger langs ulike deler av tunneltraseen. Noe sprak og avskalling er erfart ved profil 3400 – 3500. Overdekningen er her 250 – 325 m, lavere enn overdekningen ved profil 3050 hvor det ikke var tegn til bergtrykksproblemer. Mulige årsaker til problemene ved profil 3400-3500 kan være økt spenningskonsentrasjon som følge av kryss mellom hovedtunnel og tverrslag i nærheten. Det er også mulig at svakhetssoner ved Sandvikdalen (ca. profil 3600) fører til spenningskonsentrasjoner i området rundt sonen. I tillegg kan lokale variasjoner i bergartsstyrke og struktur før til at bergtrykk lettere kommer til uttrykk i avgrensede områder i tunnelen.

### *8.5.3 Profil 5350 - prediksjoner*

Analysene for profil 5350 viser at det er store sannsynligheter for bergtrykksproblemer i dette området. Høydeprofilen her viser en høydeforskjell på ca. 1150 m innenfor en vinkel på ca. 60° (Figur 7-22). Direkte over tunneltraseen er overdekningen ca. 575 m. Den store overdekningen fører til større spenningskonsentrasjoner og økt sannsynlighet for spenningsproblemer. Sammenligninger mellom bergartsstyrke og spenningsforhold viser for alle tre analysene at det vil oppstå bergtrykksproblemer i varierende grad.

En rekke faktorer vil ha innvirkning på analyseresultatene. Det er antatt at enakset trykkfasthet for bergarten er noe høyere enn det resultatene fra laboratorieundersøkelsen viser grunnet retningen til foliasjonen i forhold til prøvestykkene. En eventuell økt styrke fører til at faren for avskalling og bergslag reduseres. Eksempelvis skal det ikke stor endring i trykkfasthet til før kategoriseringen i figur 7-25 endres til moderat avskalling. Det er samtidig viktig å påpeke at det er en gradvis overgang mellom de ulike kategoriene av bergslag som brukes i analysemetodene.

Det er også viktig å ta hensyn til usikkerheten som ligger i spenningene beregnet ved numerisk analyse. Som diskutert tidligere kan spenningene som finnes ved 2D numerisk analyse være opptil 50 % høyere enn spenningene en får ved en mer realistisk 3D-modell. Dersom spenningene er overestimert, vil tunnelen i realiteten plote lenger til

venstre i figurene 7-23 til 7-25. Følgende vil også faren for bergtrykksproblemer være lavere enn prognosene tilsier.

I lys av analyseresultater og mulige usikkerheter ved inngangsparametere er det forventet moderate bergtrykksproblemer ved profil 5350. Problemene antas å opptre i form av sprak og avskalling i vederlag og heng i tunnelsiden som vender ut mot fjorden. Spenningen vil trolig også føre til økt oppsprekingsgrad i overgangen mellom såle og innervegg uten at dette vil føre til alvorlige stabilitetsproblemer.

### 8.5.4 Vurdering av analysemetodene

Det er vanskelig å fastslå verdien av spenningsvurderingene ved Oppdølsstranda ettersom tunnelen ennå ikke er drevet forbi området med størst overdekning hvor bergtrykksproblemer er antatt å oppstå. Basert på erfaringene så langt i driveprosessen ser analysemetodene ut til å vise god korrelasjon med de virkelige forholdene som er påtruffet i tunnelen ved profil 3050. Samtidig er det kartlagt sprak ved andre deler av tunnelen med lavere overdekning hvor spenningsnivået er antatt å være lavere.

Tommelfingerregelen som angir høyde og vinkel opp til toppen av fjellet samsvarer ikke fullstendig med de øvrige analysene og de erfarte forholdene. Metoden regnes likevel for å være nyttig for enkelt å kunne vurdere behovet for nærmere undersøkelser og analyser. For å evaluere mulighetene for bergtrykksproblemer mer nøyaktig er det nødvendig å gjennomføre grundigere analyser med fokus på bergartens mekaniske egenskaper og in-situ spenningsfelt. Disse analysene gir bedre samsvar med hverandre og de faktiske forholdene, men lokale variasjoner i bergartens styrke, struktur og oppsprekking vil likevel kunne føre til betydelige avvik.

## 8.6 Anbefalt sikringsmetode

Erfaringer fra en rekke tunneler drevet i fjell med høye spenninger viser gode resultater når tunnelen sikres med endeforankrede bolter utenpå stålfiberarmert sprøytebetong. Dagens tilgjengelige sikringstiltak er ikke i stand til å fullstendig stoppe deformasjonen som oppstår ved bergslag og det er derfor viktig at fjellet gis rom for deformasjon i situasjoner med høye spenninger. Dersom sikringen som benyttes er for stiv vil den gå i brudd før likevektstilstanden i fjellet oppstår.

Stålfiberarmert sprøytebetong og endeforankrede bolter tåler forholdsvis store deformasjoner uten å miste evnen til å ta opp belastning. Det er viktig at sprøytebetongen påføres i tilstrekkelig tykkelse (10 - 15 cm) og at sikringsboltene er tilstrekkelig lange til å rekke utenfor sonen med oppsprukket og deformert bergmasse. Sprøytebetongen skal påføres helt ned til såle for å unngå avskalling i nedre deler av veggene og mulig dannelse av overheng og nedfall av sprøytebetong. Det kan også være aktuelt å forankre nedre del av sprøytebetongen med bolter dersom spenningsnivået er tilstrekkelig høyt.

Det er vist gode resultater av at sprøytebetongen påføres før installering av bolter. Innstallering av bolter blir tryggere ettersom sprøytebetongen holder på plass oppknust berg og midlertidig stopper videre utvikling av sprak og avskalling. Påføring av sprøytebetong før bolting har også blitt vist å redusere omfang av ettersikring ved bolting på grunn av brudd i bolter og betong .

Dersom det oppstår kraftig bergslag kan det være vanskelig å påføre sprøytebetongen før det boltes, noe som ble erfart i Heggurtunnelen (Broch & Sørheim, 1984). I så tilfelle vil det være nødvendig å installere bolter som arbeidssikring før det påføres sprøytebetong. Supplerende bolter kan så settes utenpå sprut som permanent sikring senere. Det anses imidlertid som lite sannsynlig at bergslagsaktivitet av denne alvorlighetsgrad vil inntreffe ved Oppdølsstranda.

Sikringen ved Oppdølsstranda bestemmes av kartlagt bergmasseklasse og tilhørende sikringsklasse som definert av Statens vegvesen (2010b). Tunnelen sikres med sikringsbolter og sprøytebetong i hele sin lengde. Boltene er endeforankrede med mindre bergmassen er svært oppsprukket. Dersom det oppstår bergtrykksproblemer skal det påføres 12 – 15 cm sprøytebetong og installeres endeforankrede bolter utenpå betongen i boltemønster cc 1,5 m eller tettere. Sikringen utover dette vil vurderes på stuff.





## Kapittel 9 Konklusjoner

- Bergmassen og stabiliteten erfart under driving er så langt bedre enn forholdene som var ventet på forhånd. Årsaken til dette er at det har vært mindre problemer med bergtrykk enn forventet.
- Spenningsfeltet ved Oppdølsstranda er sterkt påvirket av tektoniske prosesser. Største hovedspenning er tilnærmet horisontal og følger fjorden og tunneltraseen parallelt. Horisontalspenningene har en betydelig tektonisk komponent.
- Fjellsiden langs Oppdølsstranda viser typiske dalsidespenninger. Den topografiske effekten er tydelig for spenningene i planet vinkelrett på fjellsiden hvor hovedspenningene er orientert parallelt og vinkelrett på fjellsiden.
- Spenningsfeltets orientering er gunstig for stabiliteten i tunnelen ettersom største hovedspenning er parallell med traseen og spenningsanisotropien rundt tunnelprofilen dermed begrenses.
- Bergets uttrykksform ved høye spenninger vil variere av mange forhold. Viktigste er bergartens mekaniske egenskaper og in-situ spenningsforhold, men også faktorer som bergartens struktur, bergrommets utforming og plassering, og drivemetode er viktige.
- Tommelfingerregel for grad av overdekning i forhold til bergtrykksproblemer er egnet som en innledende vurdering, men tar ikke hensyn til bergartens karakter eller spenningene direkte.
- De ulike analysene som går ut på å sammenligne bergartens styrkeegenskaper med spenningsfeltet rundt tunnelen gir gode overensstemmelser med hverandre og de erfarte forholdene i tunnelen.
- Med de dataene og analyseresultatene som foreligger for Oppdølsstranda anses det som sannsynlig at moderate bergtrykksproblemer i form av avskalling og sprak kan oppstå i deler av tunnelen, spesielt i området rundt profil 5350 hvor overdekningen er størst.
- Eventuelle bergtrykksfenomener vil forekomme i de delene av tunnelprofilen som tangerer største hovedspenning. Ved Oppdølsstranda og lignende anlegg tilsvarer dette vederlag/heng ut mot fjorden og overgang mellom såle og indre vegg. Utfordringer knyttet til stabilitet antas å oppstå i heng og vederlag. I overgangen mellom vegg og såle vil bergmassen trolig bli mer oppknust uten at det fører til nevneverdige stabilitetsproblemer.
- Ved bergtrykksproblemer skal tunnelen sikres ved endeforankrede bolter utenpå minimum 10 – 15 cm tykk stålfiberarmert sprøytebetong.



## Kapittel 10 Videre arbeid

Tunnelen er ikke ferdig drevet ved avslutning av masteroppgaven. Det er ikke drevet forbi strekningen ved profil 5350 hvor det er størst overdekning, og hvor det forventes noe bergtrykksproblemer. Det vil være hensiktsmessig å sammenligne prognosene fastslått i masteroppgaven med de faktiske forholdene som påtreffes i tunnelen for å vurdere kvaliteten og verdien av de utførte analysene.

Ved eventuelle avvik mellom erfarte forhold og prognosene vil det være interessant å undersøke nærmere hvilke faktorer som kan ha bidratt til dette for å bedre være i stand til å analysere lignende problemer i fremtiden. Problemstillingen knyttet til vurdering av muligheten for bergtrykksproblemer er aktuell for mange norske tunneler og bergrom og det å kunne vurdere sannsynligheten og grad av bergtrykk er nyttig.



## Referanser

- Amadei, B., & Goodman, R. E. (1982).** The influence of rock anisotropy on stress measurements by overcoring techniques. *Rock Mechanics*, 15, 167-180.
- Amadei, B., & Stephansson, O. (1997).** *Rock stress and its measurement*. London: Chapman & Hall.
- Andersen, A. (2012).** Personlig kommunikasjon i forbindelse med masteroppgaven: Audun Andersen. Kontrollingeniør, Statens vegvesen.
- Ask, D. (2012).** Bergspänningsmåtningar i borrhål KOT3063V, Oppdølstrandatunneln, Sunndalsøra kommune (pp. 66): Pöyry.
- Barton, N. (2002).** Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 39, 185-216.
- Bjordal, H. (2010).** *Risikovurdering av steinsprangfare på Oppdølsstranda - Samling av bakgrunnsmateriale. Teknologirapport nr. 2600: Statens vegvesen - Vegdirektoratet.*
- Braathen, A., Blikra, L. H., Berg, S. S., & Karlsen, F. (2004).** Rock-slope failures in Norway; type, geometry, deformation mechanisms and stability. *Norwegian Journal of Geology*, 84, pp 67-88.
- Brekke, T. L., & Selmer-Olsen, R. (1966).** *A survey of the main factors influencing the stability of underground constructions in Norway.* Paper presented at the 1st ISRM Congress, Lisboa, Portugal.
- Broch, E., & Sørheim, S. (1984).** Experiences from the planning, construction and supporting of a road tunnel subjected to heavy rockbursting. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 17, 15 - 35.
- Crowder, J. J., & Bawden, W. F. (2004).** Review of post-peak parameters and behaviour of rock masses: current trends and research. *RocNews Newsletter. Fall 2004*. Hentet fra <http://www.rocscience.com/library/rocnews/Fall2004.htm>
- Dalsegg, E., Rønning, J. S., Tønnesen, J. F., Saintot, A., & Ganerød, G. V. (2010).** *Geologisk og geofysisk kartlegging av Gikling, et ustabilt fjellparti i Sunndalen, Møre og Romsdal.* Trondheim: Norges geologiske undersøkelse (NGU).
- Einum, E. B. (1981).** Stålfiberarmert sprøytebetong som sikring mot sprakefjell. Erfaringer fra Tafjordtunnelen. *Fjellsprengning. Bergmekanikk/geoteknikk. 1981.*
- Fossen, H., Pedersen, R., Bergh, S., & Andresen, A. (2006).** En fjellkjede blir til - Oppbygningen av kaledonidene. I I. B. Ramberg, I. Bryhni & A. Nøttvedt (Red.), *Landet blir til - Norges geologi.* Trondheim: Norsk Geologisk Forening (NGF).

- Gjelsten, P. B. (2010).** *Geologi Rv. 70 Oppdølstrandatunnelen. Ingeniørgeologisk rapport for konkurransegrunnlag*: Statens vegvesen.
- Grimstad, E. (1996).** Drift under høye bergspenninger i Lærdalstunnelen. *Fjellsprenning. Bergmekanikk/geoteknikk. 1996.*
- Grimstad, E. (2000).** Skvisefjellet overrasket spesialistene på sprakefjell. *Fjellsprenning. Bergmekanikk/geoteknikk. 2000.*
- Grimstad, E., & Kvåle, J. (1999).** The influence of rock stress and support on the depth of the disturbed zone in the Lærdal tunnel. A key to differentiate the rock support. *World Tunnel Congress '99. Oslo, Proceedings, Vol 1*, pp. 341-346.
- Grøneng, G., & Nilsen, B. (2009).** *Procedure for determining input parameters for Barton-Bandis joint shear strength formulation* (Rep. 38). Trondheim: Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- Heidbach, O., Tingay, M., Barth, A., Reinecker, J., Kurfeß, D., & Müller, B. (2008).** The World Stress Map database release 2008 doi:10.1594/GFZ.WSM.Rel2008.
- Hillestad, G. (1982).** *Seismiske målinger Sunndalsøra og Ålvundeid*: Norges geologiske undersøkelse (NGU).
- Hoek, E. (2007).** In situ and induced stresses. I *Practical Rock Engineering*.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1980).** *Underground Excavations in Rock*. London: Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden, W. F. (2000).** *Support of Underground Excavations in Hard Rock*: Taylor & Francis.
- Hoek, E., & Marinos, P. G. (2010).** Tunnelling in overstressed rock. I Vrkljan (Red.), *Rock Engineering in Difficult Ground Conditions - Soft Rocks and Karst*. London: Taylor & Francis Group.
- Humstad, T. (2009).** *Notat - Skredrisiko ved rv. 70 Oppdølsstranda. Gjennomgang av klimadata fra Sunndalsøra III. Utvikling, sammenheng med registrerte hendelser og framtidig bruk*: Statens vegvesen.
- Inglis, C. E. (1913).** Stresses in a plate due to the presence of cracks and sharp corners. *Inst. Naval Architects, 55*, 219-241.
- ISRM. (1978a).** Suggested methods for determining sound velocity. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 15*, 53-58.
- ISRM. (1978b).** Suggested methods for determining tensile strength of rock materials. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 15*, 99-103.
- ISRM. (1979).** Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 16(2)*, 137-140.

- ISRM. (1985).** Suggested method for determining point load strength. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 22(2), 51-60.
- Jing, L. (2003).** A review of techniques, advantages and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 40, 283-353.
- Jing, L., & Hudson, J. A. (2002).** Numerical methods in rock mechanics. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 39, 409-427.
- Kvåle, J. (1997).** E16 Lærdalstunnelen. Høge bergtrykk. Ønske om ferdig sikring ved stoff - går det? *Fjellsprengning. Bergmekanikk/geoteknikk*. 1997.
- Ljunggren, C., Chang, Y., Janson, T., & Christiansson, R. (2003).** An overview of rock stress measurement methods. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 40, 975-989.
- Lorig, L., & Varona, P. (2004).** Numerical analysis. I D. C. Wyllie & C. W. Mah (Red.), *Rock slope engineering* (4. utg., s. 218-244). London: Spon Press.
- Lu, M., & Grøv, E. (2011).** *Design of rock caverns in high-stress rock mass*. Paper presented at the 45th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium, 26.-29. juni 2011, San Francisco, CA.
- Løset, F. (1997).** *Practical Use of the Q-Method*. Oslo: NGI.
- Løset, F. (2006).** *Norges tunnelgeologi*: Norges Geotekniske Institutt (NGI).
- Martin, C. D., Kaiser, P. K., & McCreath, D. R. (1999).** Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. *Can. Geotech. J.*, 36, 136-151.
- Moen, K., & Humstad, T. (2009).** Rv.70 forbi Oppdølsstranda - skredhendelser, risikovurdering, sikringstiltak *Fjellsprengningsdagen, bergmekanikkdagen 2009*.
- Myrvang, A. (2001).** *Bergmekanikk*. Trondheim: Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- Myrvang, A., & Grimstad, E. (1984).** Coping with the problem of rockbursts in hard rock tunneling. *Tunnel & Tunnelling, July 1984, Vol 16(7)*.
- NBG. (2000).** *Engineering Geology and Rock Engineering. Handbook No. 2.*: Norwegian Group for Rock Mechanics (NBG).
- NGU. (2005).** NGU-Lab: XRD-analyser. <http://www.ngu.no>.
- Nilsen, B., & Broch, E. (2009).** *Ingeniørgeologi - Berg*. Trondheim: Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.



- Nordgulen, Ø., & Andresen, A. (2006).** Jordas urtid - De eldste bergarter dannes. I I. B. Ramberg, I. Bryhni & A. Nøttvedt (Red.), *Landet blir til - Norges geologi*. Trondheim: Norsk Geologisk Forening (NGF).
- Ortlepp, W. D., & Stacey, T. R. (1994).** Rockburst mechanisms in tunnels and shafts. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 9(1), 59-65.
- Palmström, A. (1995).** Characterizing rock burst and squeezing by the Rock Mass Index. *Int. conf. on Design and Construction of Underground Structures, New Delhi, 1995*, pp. 10.
- Pan, E., Amadei, B., & Savage, W. Z. (1994).** Gravitational stresses in long symmetric ridges and valleys in anisotropic rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 31(4), 293 - 312.
- Pande, G. N., Beer, G., & Williams, J. R. (1990).** *Numerical Methods in Rock Mechanics*. Chichester, England: John Wiley & Sons Ltd.
- Panthi, K. K. (2012a).** Assessment on stress induced instability in a tunnel project of the Himalaya. I Qian & Zhou (Red.), *Harmonising Rock Engineering and the Environment*. London: Taylor & Francis Group.
- Panthi, K. K. (2012b).** Personlig kommunikasjon i forbindelse med masteroppgaven.: Førsteamanuensis Krishna K. Panthi ved Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- Prestvik, T. (2001).** *Petrologi og geokjemi: Vett & Viten AS*.
- Russenes, B. F. (1974).** *Bergslagsanalyse for tunneler i dalsider*. Hovedfagsoppgave, NTH, Trondheim.
- Selmer-Olsen, R. (1965).** Stabiliteten i tunneler i dalsider. *IVA-meddelande 142* (pp. 77-83). Stockholm.
- Selmer-Olsen, R. (1966).** *Alminnelig geologi og ingeniørgeologi*. Trondheim: Tapirs forlag.
- Sjöberg, J., & Klasson, H. (2003).** Stress measurements in deep boreholes using the Borre (SSPB) probe. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 40, 1205-1223.
- Solli, A., & Nordgulen, Ø. (2006).** Berggrunnskart over Norge og kaledonidene i Sverige og Finland - M1:2 000 000: Norges geologiske undersøkelse (NGU).
- Statens Kartverk. (2010).** *Topografisk norgeskart*. Hentet fra <http://www.norgeskart.no>
- Statens vegvesen. (2008).** *Rassikringsplan for riks- og fylkesveger Region midt*.
- Statens vegvesen. (2010a).** *Historikk Rv. 70 Oppdølsstranda*. Hentet fra Statens vegvesen - Vegprosjekter: <http://www.vegvesen.no>

- Statens vegvesen. (2010b).** *Håndbok 021 - Vegtunneler.* Oslo: Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen. (2010c, 18.jan.).** *Sikringsarbeidet i Oppdølsstranda avsluttes.* Hentet fra Statens vegvesen - Nyhetsarkiv: <http://www.vegvesen.no>
- Statens vegvesen. (2010d, 15.mars).** *Stengte veger i Møre og Romsdal.* Hentet fra Nyhetsarkiv - <http://www.vegvesen.no>
- Statens vegvesen. (2011a, 02.sept.).** *Fakta om rv. 70 Oppdølsstranda.* Hentet fra Statens vegvesen - Vegprosjekter: <http://www.vegvesen.no>
- Statens vegvesen. (2011b, 08.juni).** *Rv. 70 Oppdølsstranda stengt.* Hentet fra Statens vegvesen - Nyhetsarkiv: <http://www.vegvesen.no>
- Åsvold, J. P. (1983).** *Sprøytebetong mot sprakefjell i Tafjord. Fjellsprengning. Bergmekanikk/geoteknikk. 1983.*



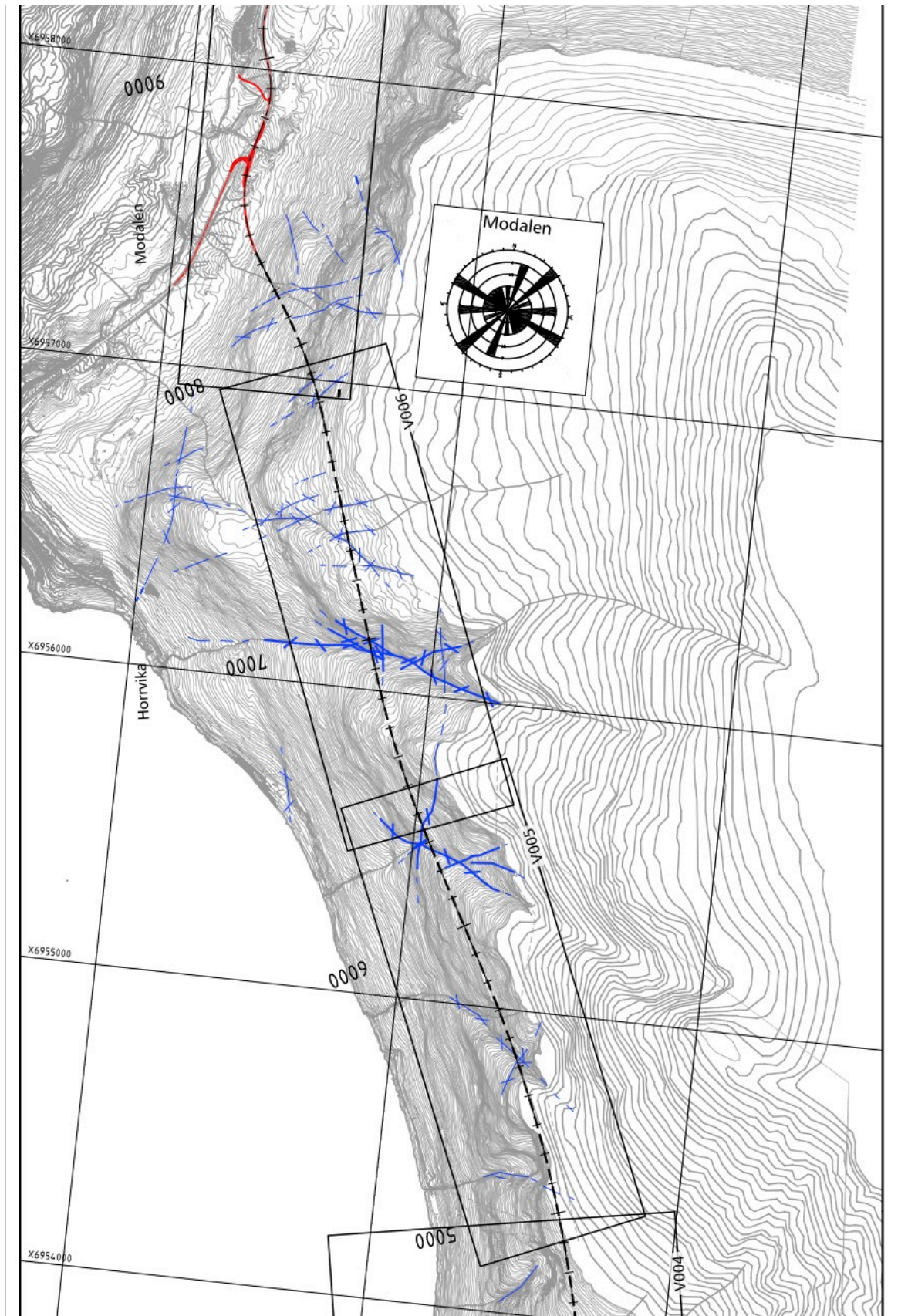
# Vedlegg

## Innhold

Vedlegg A Ingeniørgeologisk kart.....	A-3
Vedlegg B Sprekkeroser .....	B-1
Vedlegg C Ingeniørgeologisk lengdeprofil .....	C-1
Vedlegg D Kartleggingsdata.....	D-1
Vedlegg E Laboratorieundersøkelser .....	E-1
E.1 Oversikt over prøvestykker.....	E-1
E.2 Densitet og lyd hastighet .....	E-3
E.3 E-modul og Poissons tall.....	E-3
E.4 Enakset trykkfasthet, UCS .....	E-7
E.5 Brasilianertest.....	E-9
E.6 Punktlasttest.....	E-11
E.7 Tilt test.....	E-13
E.8 XRD-analyse .....	E-15
Vedlegg F Resultater av numerisk analyse .....	F-1
F.1 Analyse av spenningsfelt i fjellside.....	F-1
F.2 Største hovedspenning rundt tunnelprofil .....	F-4
F.3 Minste hovedspenning rundt tunnelprofil .....	F-5
F.4 Hovedspenning ut av planet rundt tunnelprofil.....	F-6
F.5 Spenningsnivå som funksjon av avstand fra tunnelprofilet.....	F-7
F.6 Styrkefaktor rundt tunnelprofil.....	F-8
F.7 Total deformasjon.....	F-9
F.8 Yielded elements .....	F-10

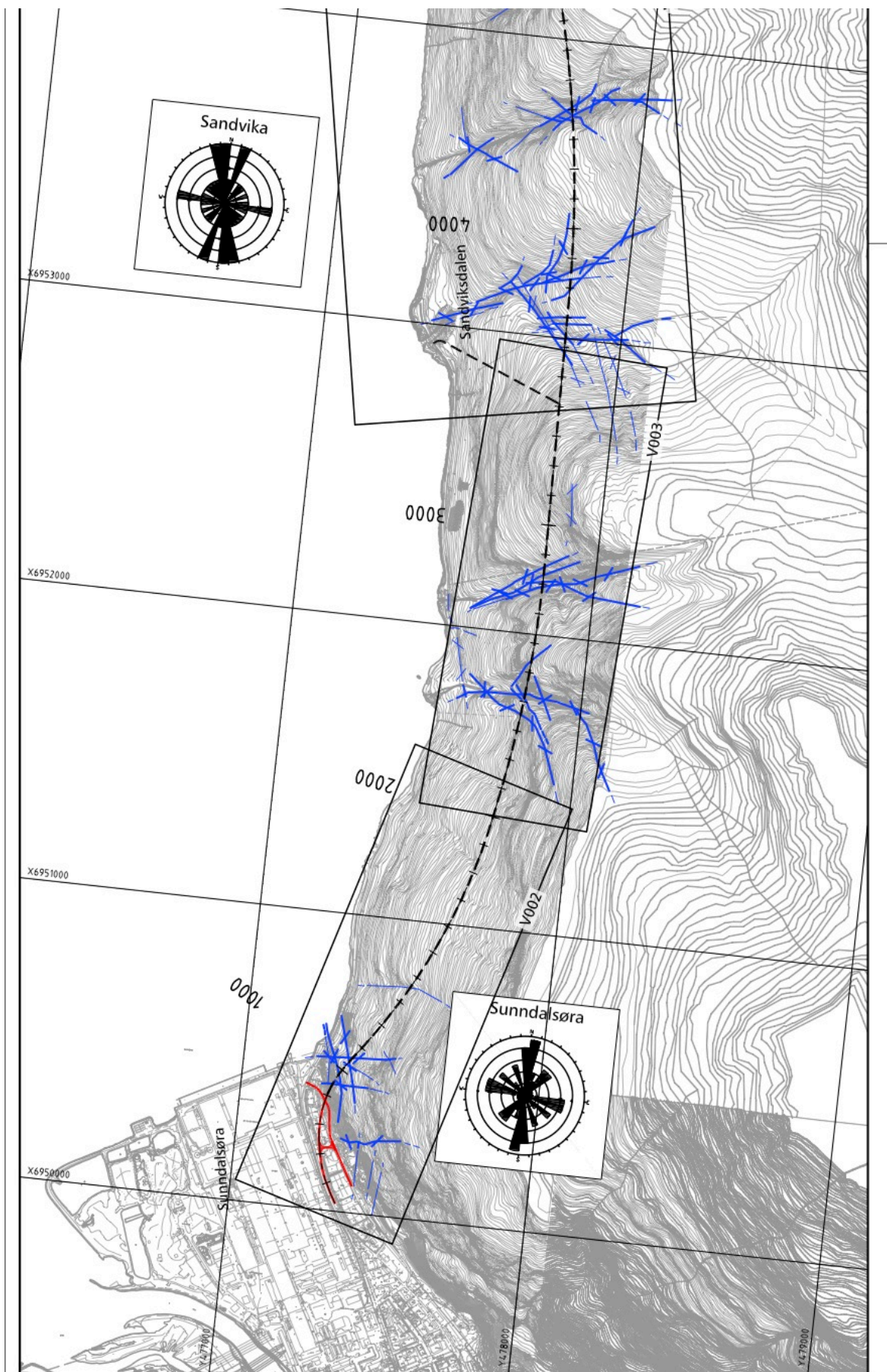


Vedlegg A Ingeniørgeologisk kart



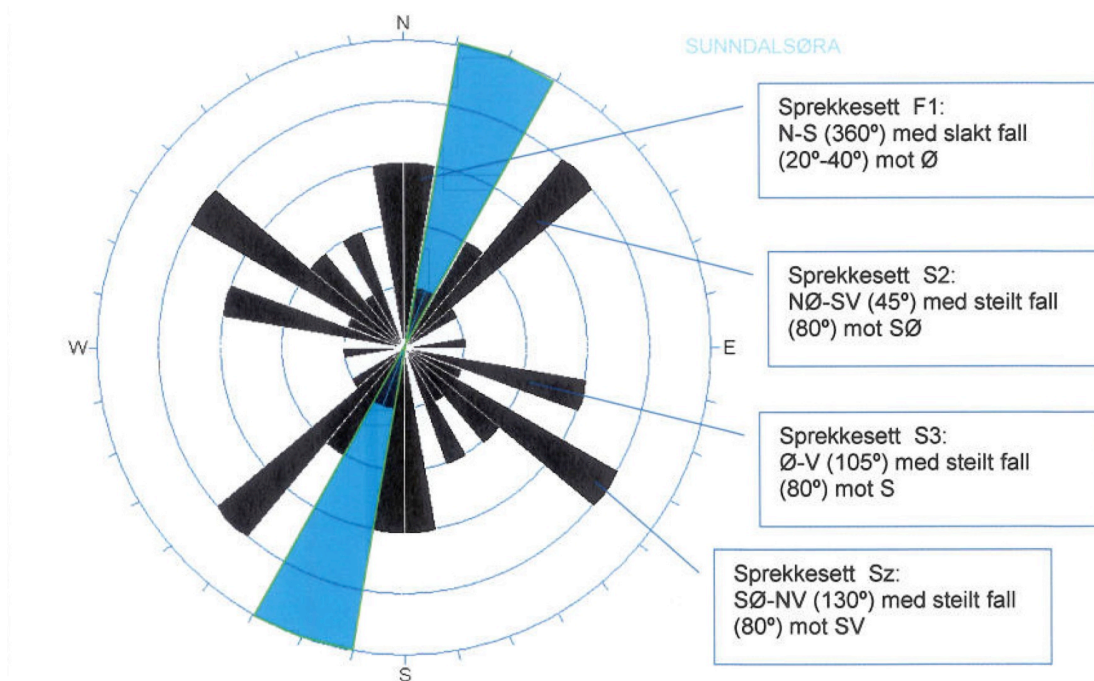
Figur A-1: Utsnitt av ingeniørgeologisk kart (Statens vegvesen). Profil 4700 - 9000.



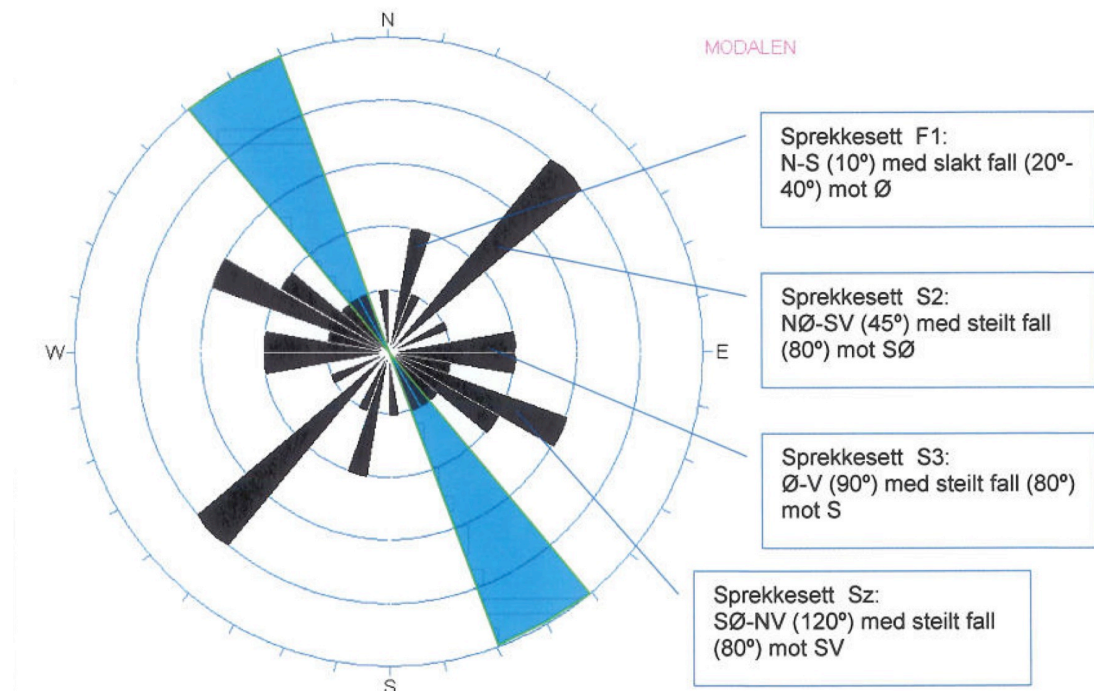


Figur A-2: Utsnitt av ingeniørgeologisk kart (Statens vegvesen). Profil 950 - 4700.

## Vedlegg B Sprekkeroser

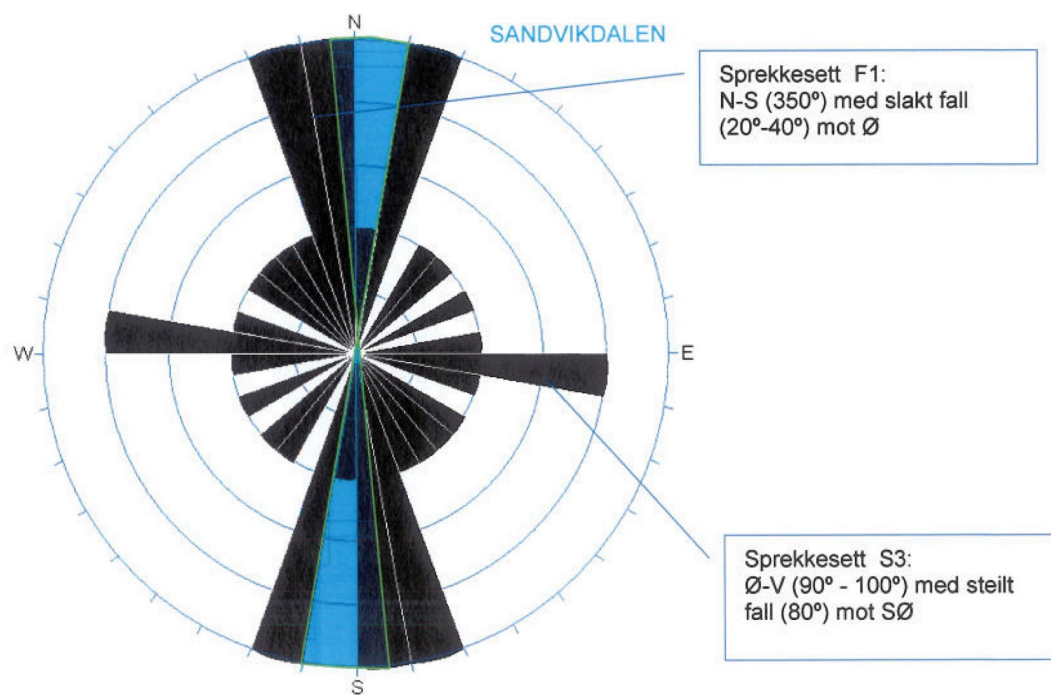


**Figur B-1: Viktigste strukturer ved Sunndalsøra inkl. tunnelens lokale orientering (blå sektor) (Gjelsten, 2010).**



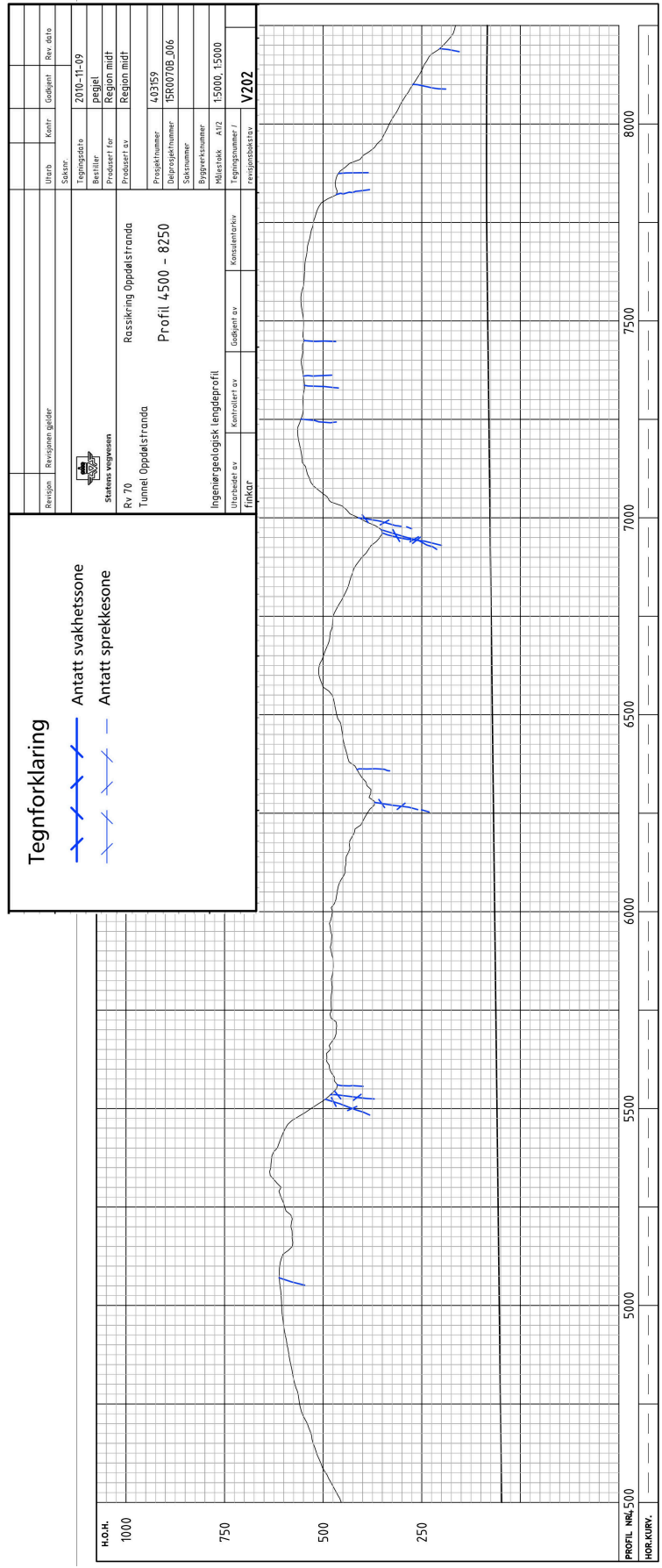
**Figur B-2: Viktigste strukturer i Modalen inkl. tunnelens lokale orientering (blå sektor) (Gjelsten, 2010).**

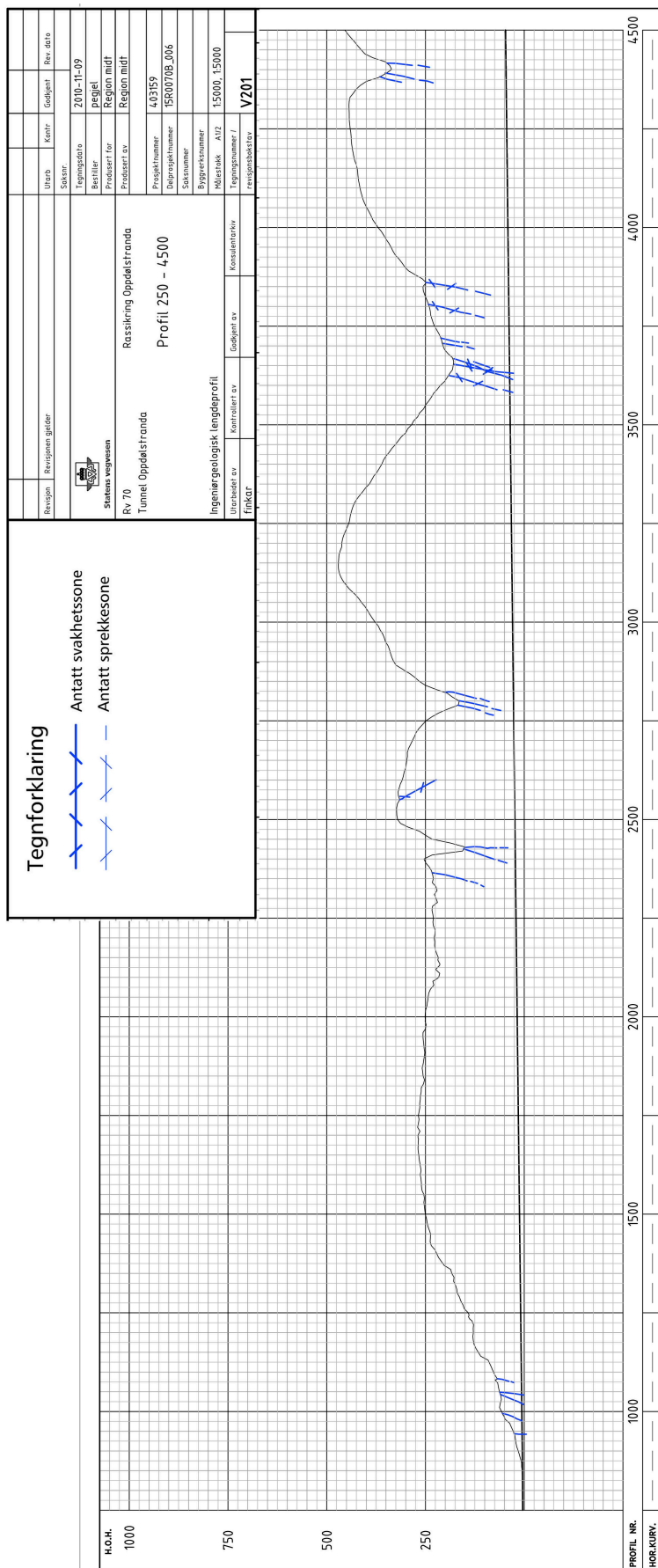




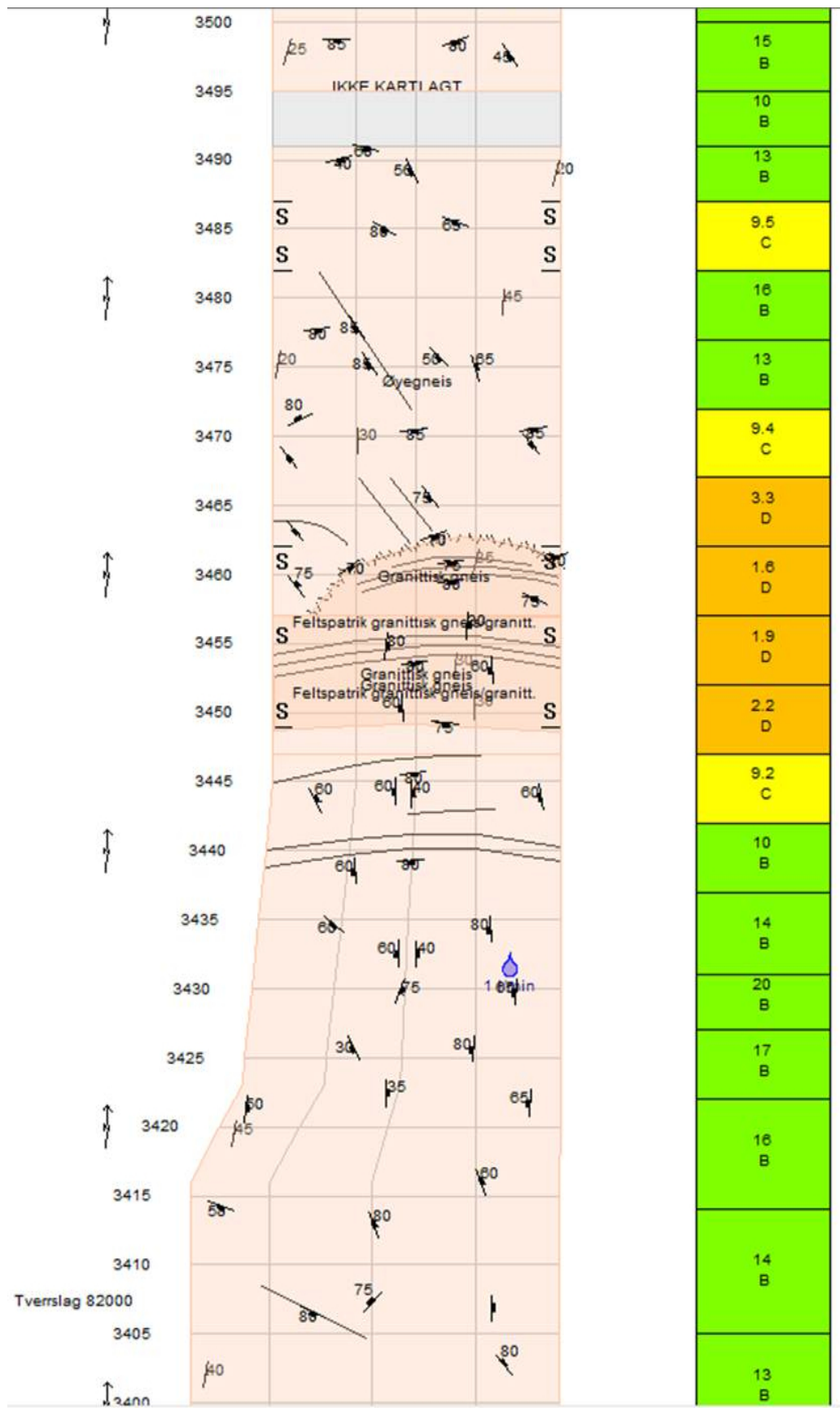
**Figur B-3: Viktigste strukturer i Sandvika og Sandvikdalen inkl. tunnelens lokale orientering (blå sektor) (Gjelsten, 2010).**

Vedlegg C Ingeniørgeologisk lengdeprofil





## Vedlegg D Kartleggingsdata



Figur D-1: Kartlegging utført i tunnelen mellom profil 3400 og 3500 (Statens vegvesen).





## Vedlegg E Laboratorieundersøkelser

### E.1 Oversikt over prøvestykker



Figur E-1: Prøvestykker. 10,9 - 16,4 m inn i borhull.





Figur E-2: Prøvestykker. 16,4 - 22,0 m inn i borhull.

## E.2 Densitet og lyd hastighet

Tabell E-1: Resultat - densitet og lyd hastighet.

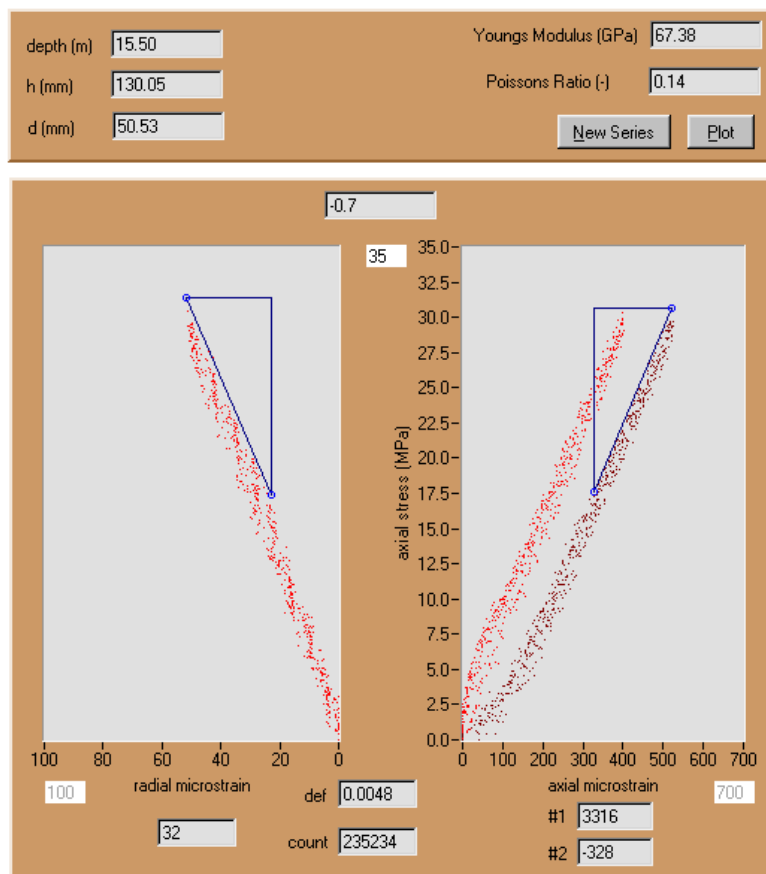
Prøve nr.	Densitet [g/cm <sup>3</sup> ]	Lyd hastighet [m/s]
1	2,749	5514,64
2	2,746	5636,75
3	2,747	5636,75
4	2,753	5514,64
5	2,745	5518,83
6	2,745	5393,44
<b>Gjennomsnitt</b>	<b>2,748</b>	<b>5535,84</b>

## E.3 E-modul og Poissons tall

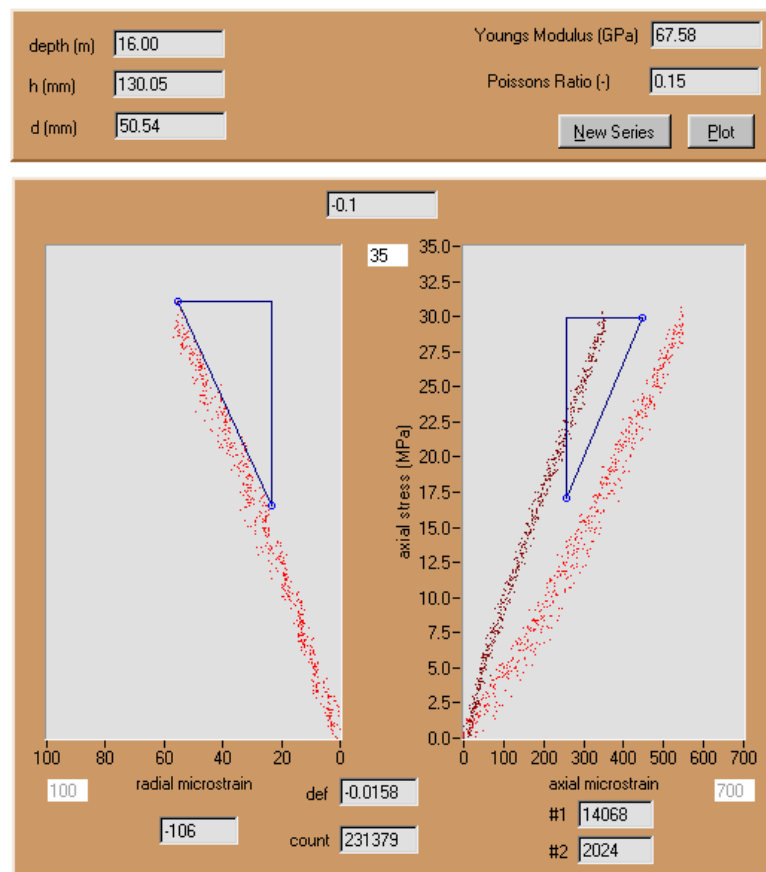
Tabell E-2: Resultat - E-modul og Poissons tall.

Prøve nr.	E-modul [GPa]	Poisson
1	67,38	0,14
2	67,58	0,15
3	52,16	0,14
4	62,47	0,11
5	63,11	0,15
6	60,60	0,13
<b>Gjennomsnitt</b>	<b>62,22</b>	<b>0,14</b>

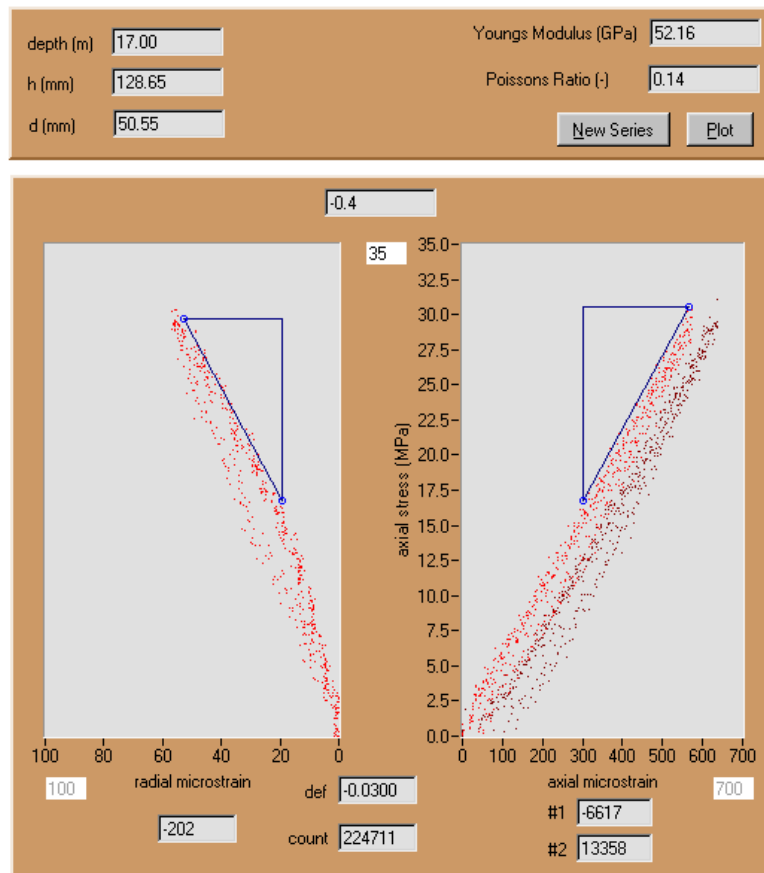




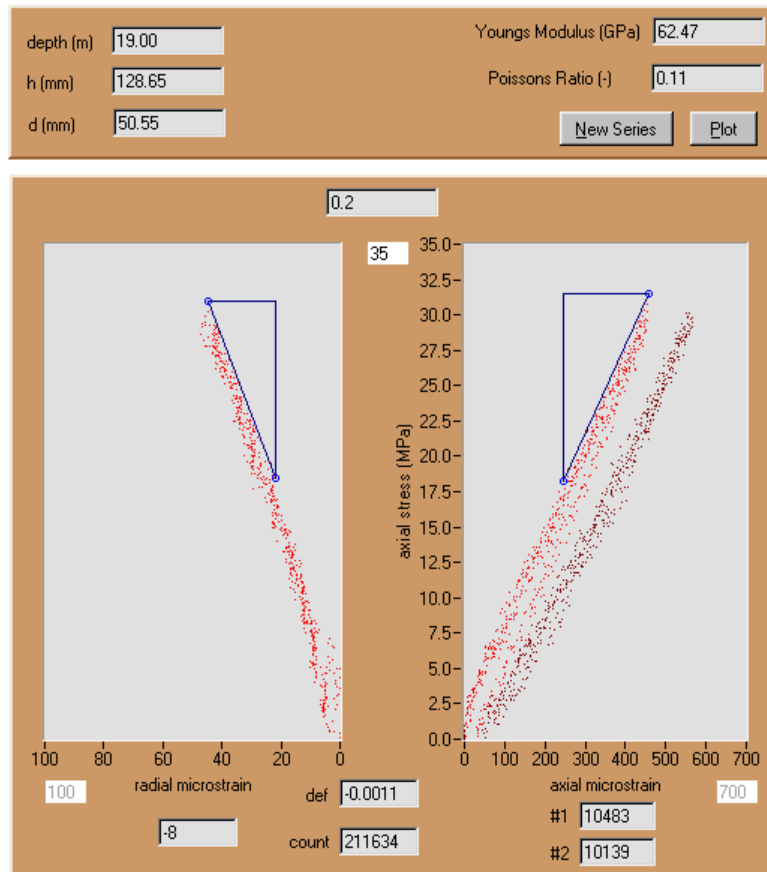
Figur E-3: Tøyningsgrafer for prøve nr. 1.



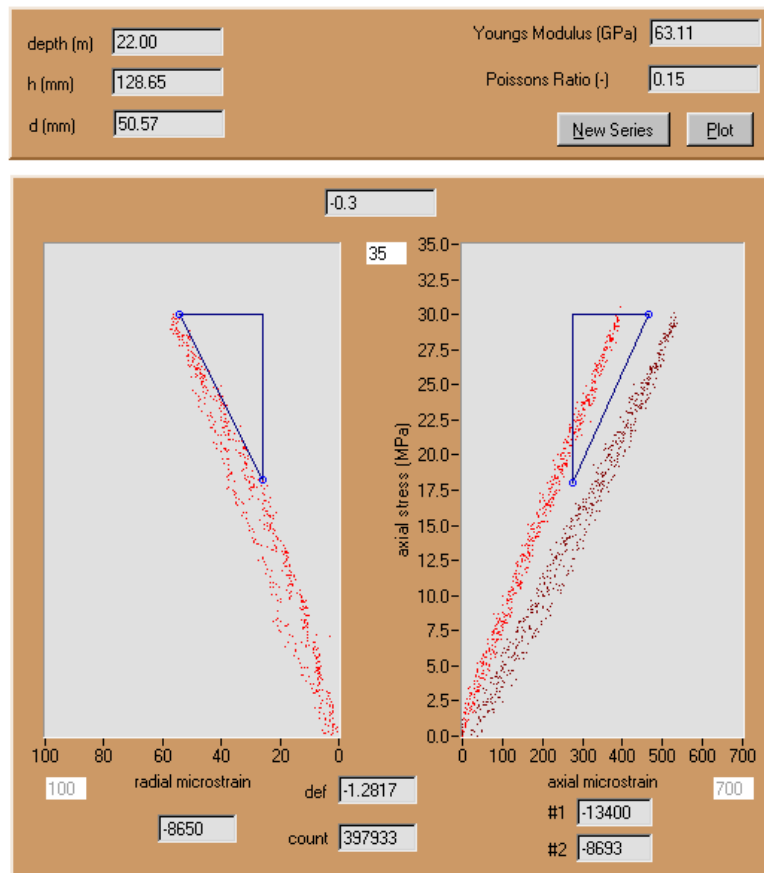
Figur E-4: Tøyningsgrafer for prøve nr. 2.



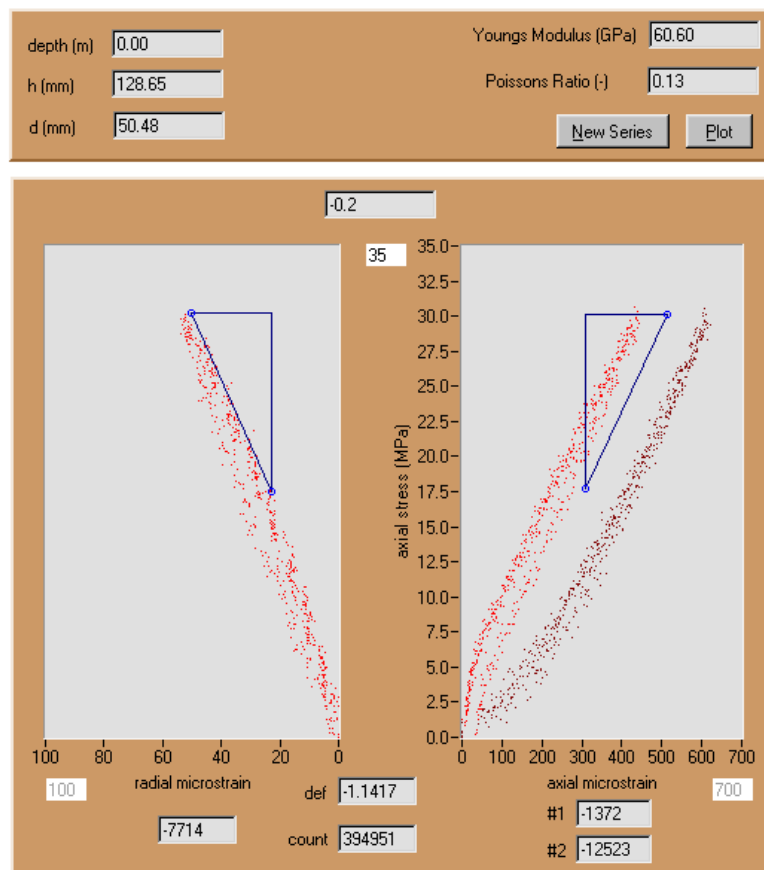
Figur E-5: Tøyningsgrafer for prøve nr. 3.



Figur E-6: Tøyningsgrafer for prøve nr. 4.



Figur E-7: Tøyningskurver for prøve nr. 5.



Figur E-8: Tøyningskurver for prøve nr. 6.

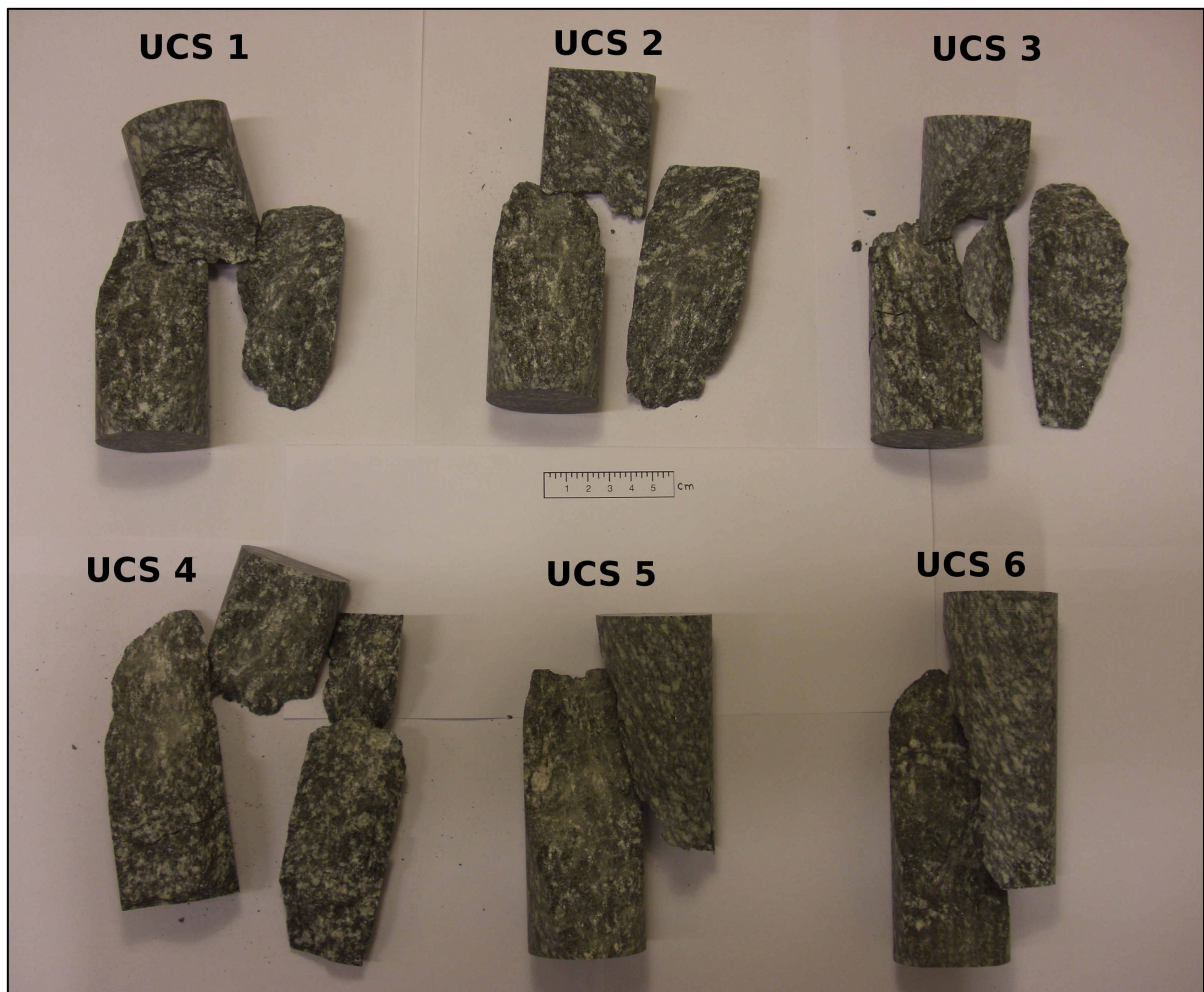
## E.4 Enakset trykkfasthet, UCS

Tabell E-3: Resultat - enakset trykkfasthet, UCS.

Prøve nr.	Bruddlast [kN]	Bruddvinkel [°]		UCS [MPa]
		Parallelt foliasjon	Ikke parallelt foliasjon	
1	303,9	24		151,5
2	293,0	23		146,1
3	251,7		29	125,4
4	339,3	22	15	169,1
5	356,4	19		177,4
6	172,2	31	0	86,0
			<b>Gjennomsnitt</b>	<b>142,6</b>
			<b>Gjennomsnitt (ekskludert prøve nr. 6)</b>	<b>153,9</b>

Styrken av prøve nr. 6 avviker fra de øvrige prøvene. Dette kommer trolig av sprekk eller andre svakheter i prøven og det velges å se bort fra resultatet fra denne testen i beregning av gjennomsnittlig enakset trykkfasthet for bergarten. I beregninger videre benyttes snittet av prøve nr. 1 – 5.

Bruddet følger i hovedsak foliasjonen.



Figur E-9: Prøvestykker etter test av enakset trykkfasthet.

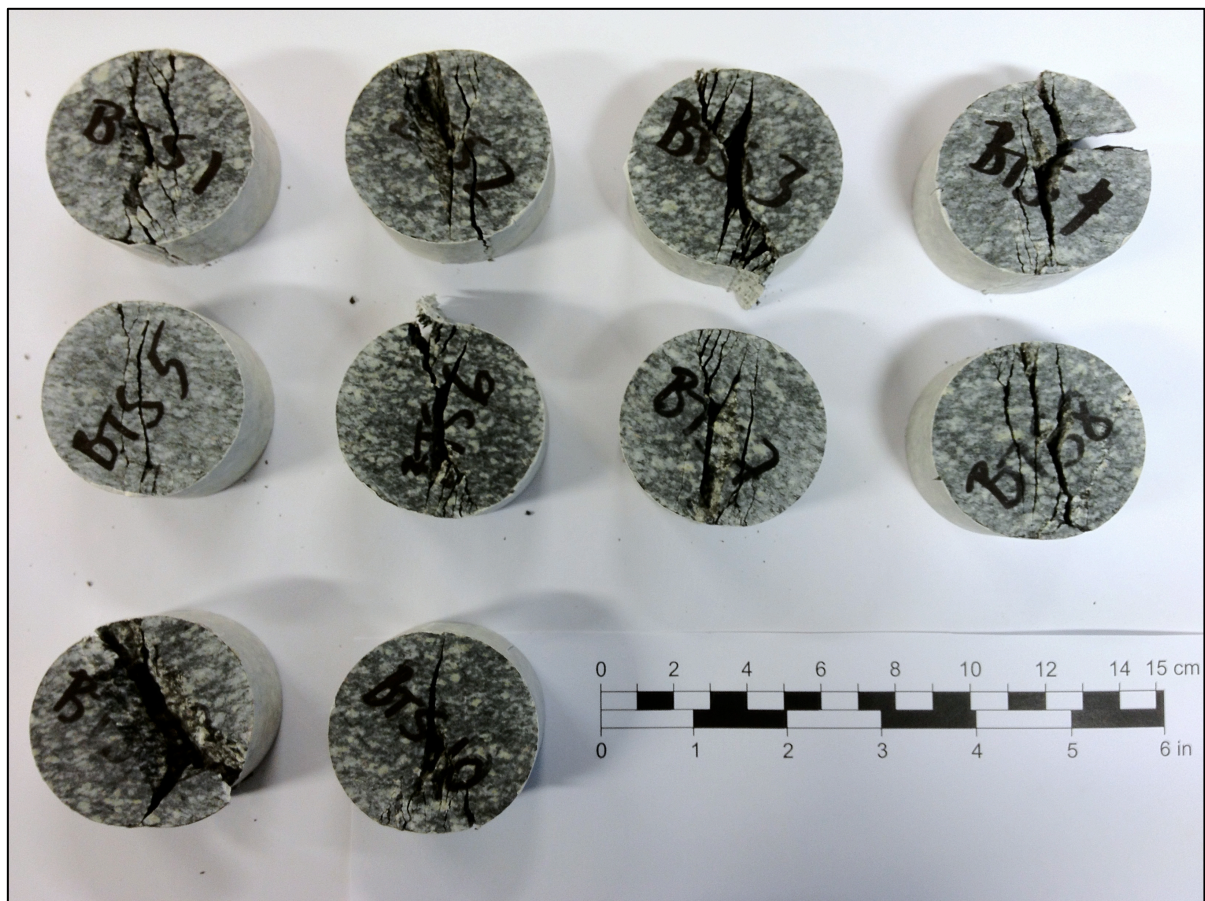
## E.5 Brasilianertest

Tabell E-4: Resultat - brasilianertest.

Prøve nr.	F [N]	$\sigma_t$ [MPa]	
1	35630	17,33	
2	34060	16,77	
3	34800	17,22	
4	34030	16,66	
5	36530	17,83	
6	35960	17,87	
7	35700	17,59	
8	32870	16,17	Sprekk i prøve. Kan ses på ene siden. Brudd følger ikke sprekk.
9	25790	12,67	Sprekk i prøve som kan ses på begge sider. Styrken er betydelig lavere, og bruddet følger sprekkeflaten.
10	34230	16,78	
<b>Gjennomsnitt</b>		<b>16,69</b>	
<b>Gjennomsnitt (ekskludert prøve nr. 9)</b>		<b>17,14</b>	

Last ble påført tilnærmet normalt foliasjonsretningen i bergarten.

I prøve nr. 9, og delvis i prøve nr. 8, kunne en se en tydelig sprekk i prøvestykket. I prøve nr. 9 var sprekk synlig på begge sider av prøvestykket og representerte en betydelig svakhet. Dette er tydelig av resultatene. Det er valgt å se bort fra resultatene fra prøve nr. 9 i beregning av gjennomsnittlig strekkstyrke for bergarten. Sprekken var ikke gjennomsettende i prøve nr. 8 og resultatet fra denne prøven ekskluderes ikke.



Figur E-10: Prøvestykker for brasilianertest.



## E.6 Punktlasttest

Tabell E-5: Resultat - punktlast, diametral test, parallelt svakhetsplan.

Prøve nr.	P [N]	Is	Is(50)
1	15850	<del>6,879</del>	<del>6,754</del>
2	16480	7,622	7,377
3	17110	8,265	7,921
4	17300	7,832	7,617
5	25240	<del>10,955</del>	<del>10,755</del>
6	19680	8,542	8,386
7	15490	<del>6,196</del>	<del>6,196</del>
8	18120	7,865	7,721
9	19250	8,184	8,072
10	19520	7,967	7,931
11	16640	6,930	6,868
12	23640	<del>10,702</del>	<del>10,408</del>
	<b>Gjennomsnitt:</b>	<b>7,901</b>	<b>7,737</b>



Figur E-11: Brudd langs foliasjon ved testing parallelt svakhetsplan.



Tabell E-6: Resultat - punktlast, blokktest, vinkelrett på svakhetsplan.

Prøve nr.	P [N]	Is	Is(50) $\perp$
1	26300	13,634	12,862
2	15940	12,595	10,806
3	21940	7,403	7,692
4	25710	13,293	12,547
5	24290	13,849	12,788
6	28820	12,034	11,918
7	13080	14,418	11,478
8	14470	8,652	7,904
9	18090	14,870	12,645
10	8510	5,957	5,252
11	23110	10,737	10,381
	<b>Gjennomsnitt:</b>	<b>12,113</b>	<b>11,097</b>

Anisotropi index:  $I_{a(50)} = \frac{I_{S(50) \parallel}}{I_{S(50) \perp}} = \frac{11,097}{7,737} = 1,434$



Figur E-12: Brudd ved testing normalt på svakhetsplan.

## E.7 Tilt test

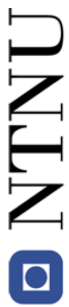
Tabell E-7: Resultat - tilt test.

Prøve nr.	Retning	Vinkel	
1	A1	31,8	Ujevnheter på glideflaten etter saging.
	A2	32,2	
	B1	32,7	
	B2	31,9	
2	A1	33,4	Noen ujevnheter på glideflate
	A2	31,8	
	B1	30,8	
	B2	32,6	
3	A1	31,4	Ujevnheter på glideflate
	A2	29,7	
	B1	30,3	
	B2	29,1	
4	A1	35,3	Noe ujevnheter på glideflaten. Rotasjon ved glidning. Trolig pga. ujevnheter i kanten. Hekter seg fast på ene siden.
	A2	27,9	
	B1	35,7	
	B2	31,6	
5	A1	25,9	
	A2	27,2	
	B1	23,8	
	B2	27,4	
6	A1	27,4	
	A2	27,2	
	B1	23,8	
	B2	30,0	
7	A1	26,2	
	A2	27,9	
	B1	26,6	
	B2	28,1	
	<b>Gjennomsnitt:</b>	<b>29,6</b>	<b>= basic friction angle <math>\varphi_b</math></b>



**Figur E-13: Kjerneprøver benyttet i tilt-testen.**

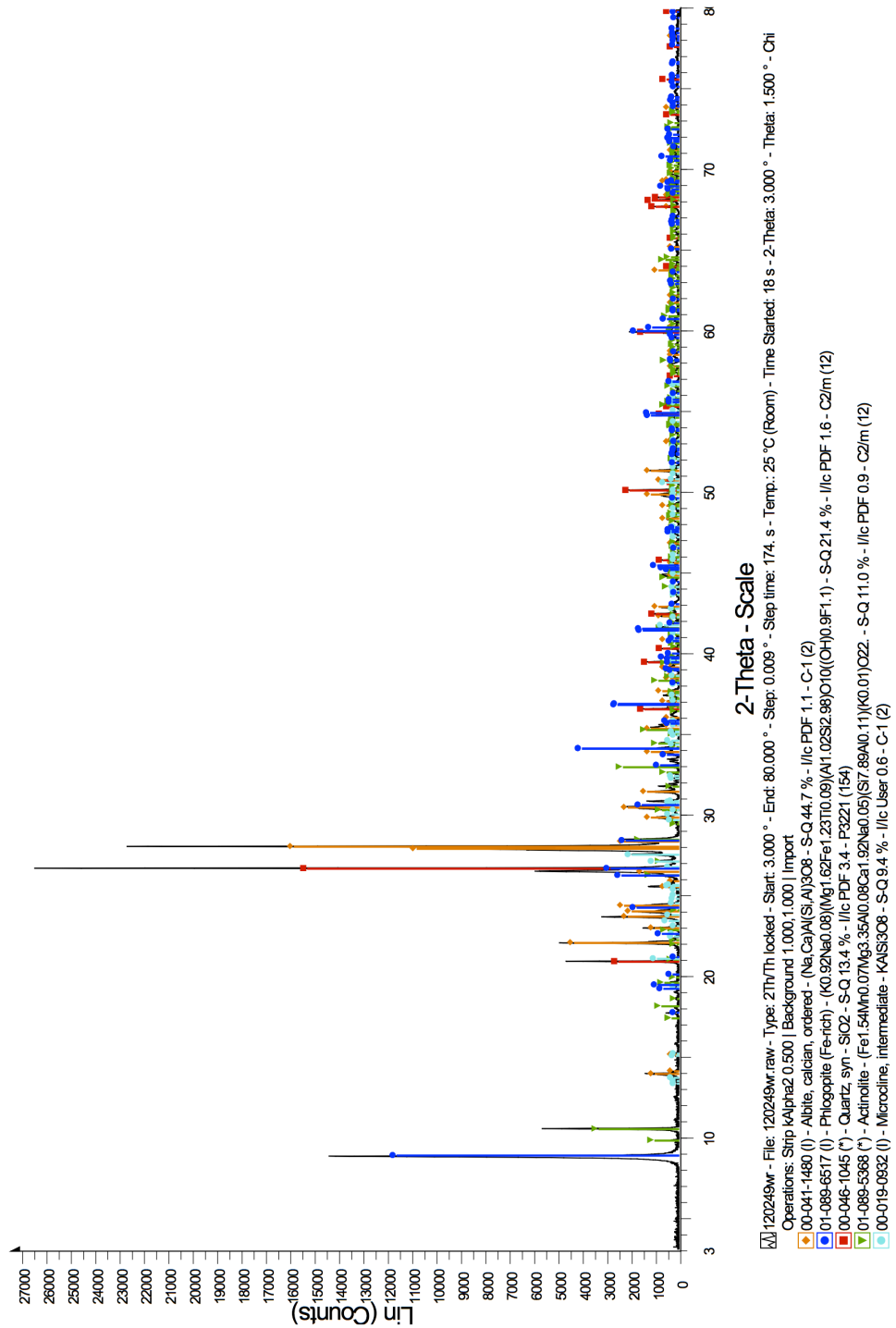
E.8 XRD-analyse



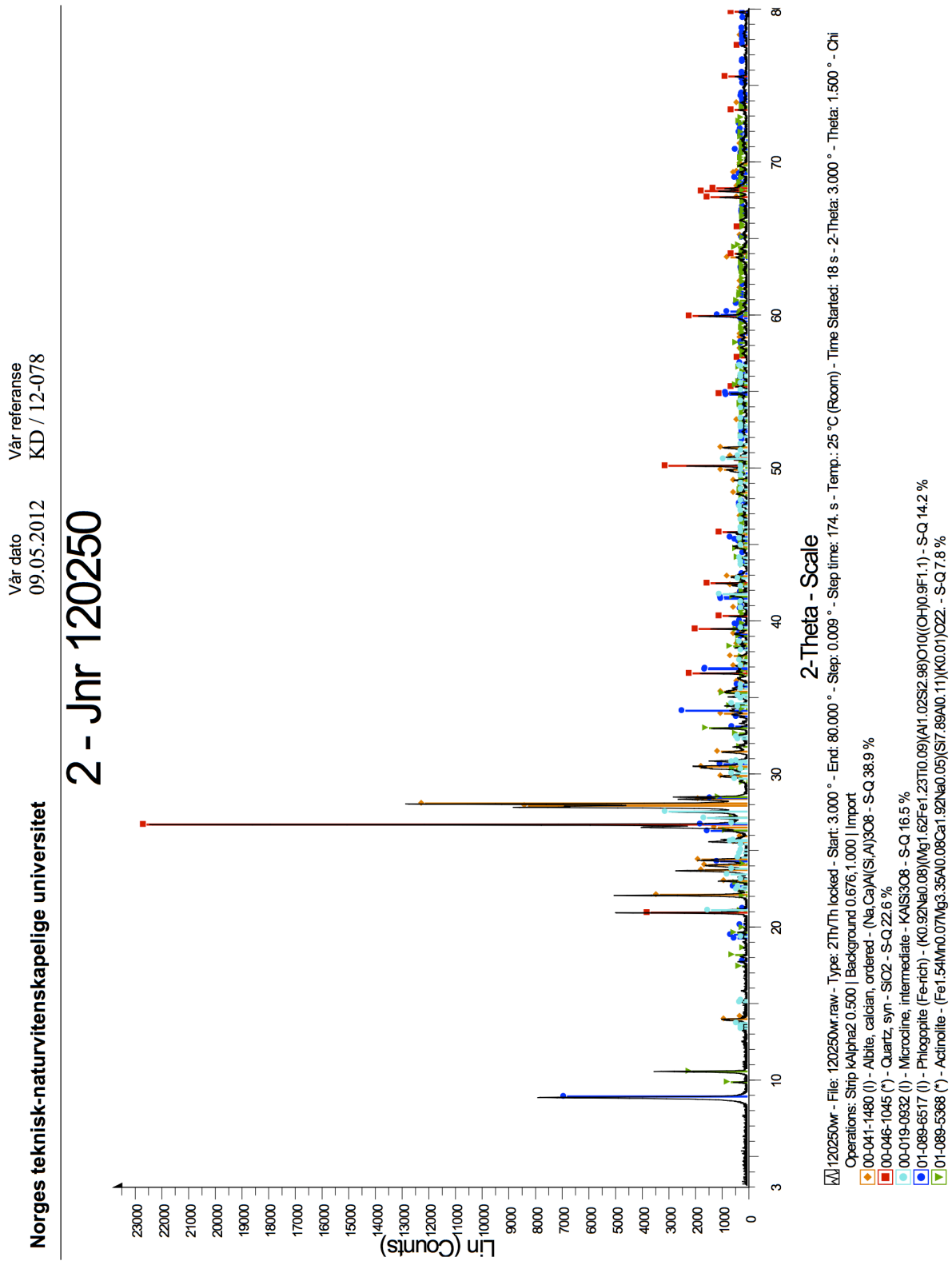
Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi  
 Institutt for geologi og bergteknikk

Vår dato 09.05.2012  
 Deres dato  
 Vår referanse KD / 12-078  
 Deres referanse

1 - Jnr 120249



Figur E-14: XRD. Prøve nr. 1.

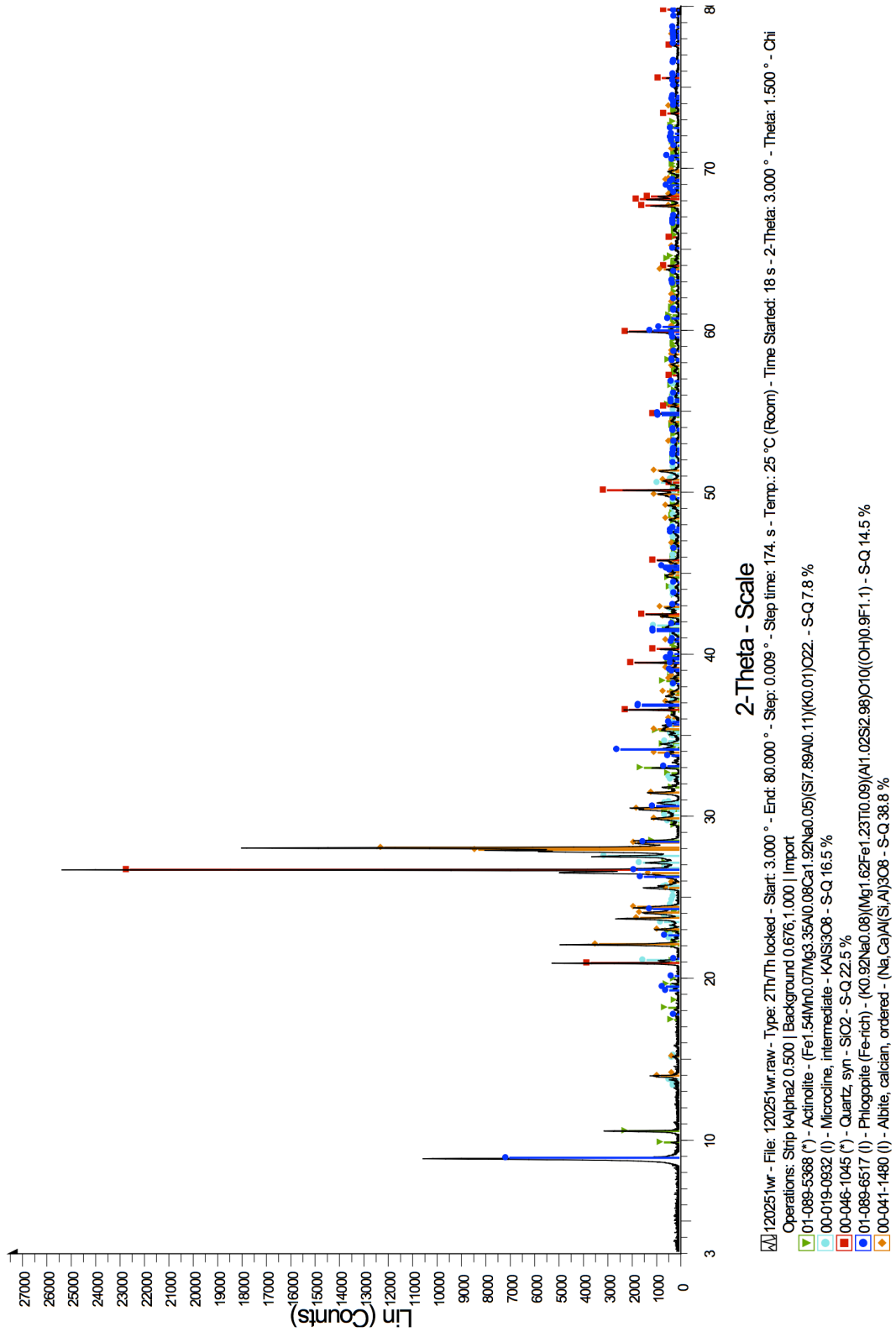


Figur E-15: XRD. Prøve nr. 2.

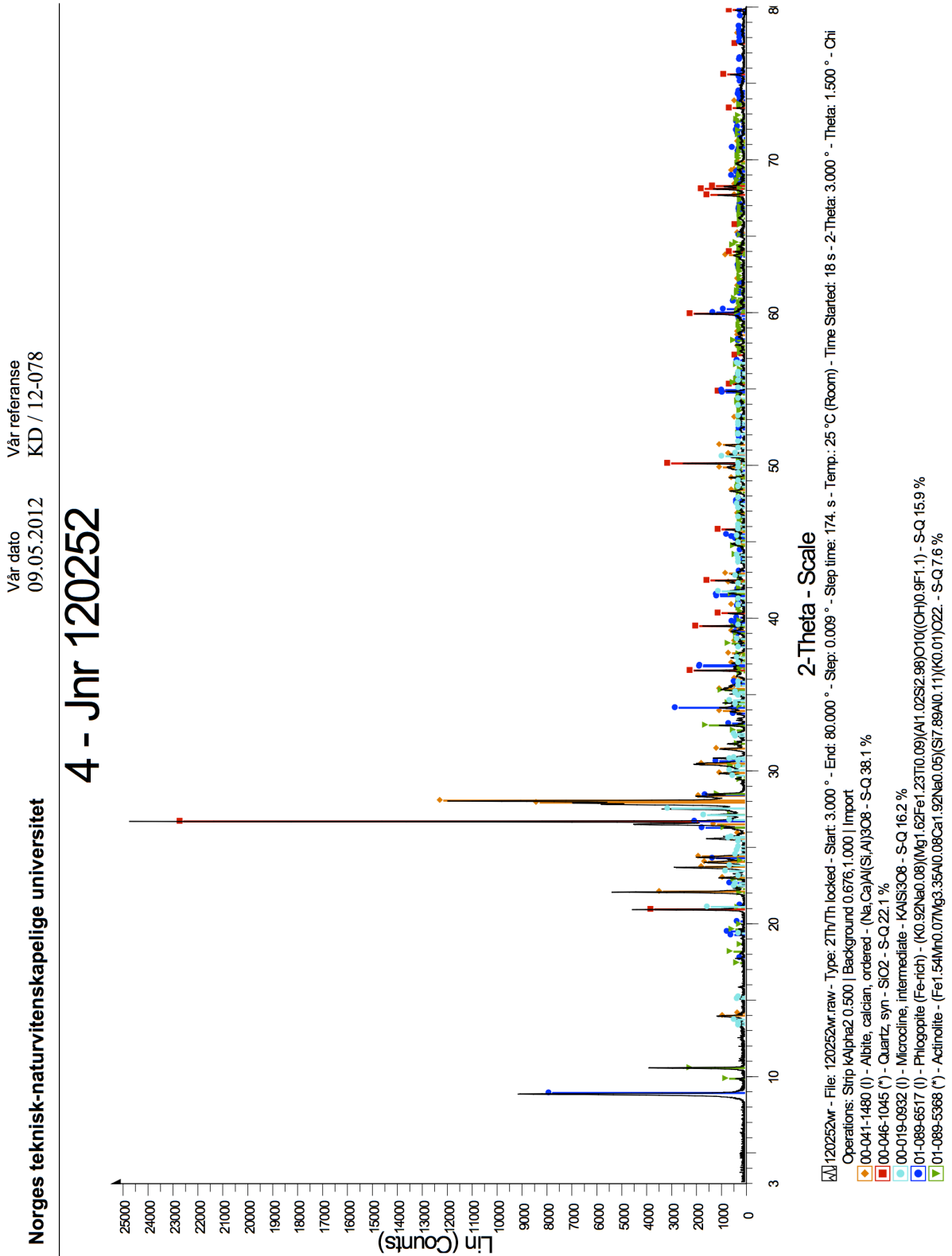
Vår dato 09.05.2012  
 Vår referanse KD / 12-078

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

3 - Jnr 120251



Figur E-16: XRD. Prøve nr. 3.



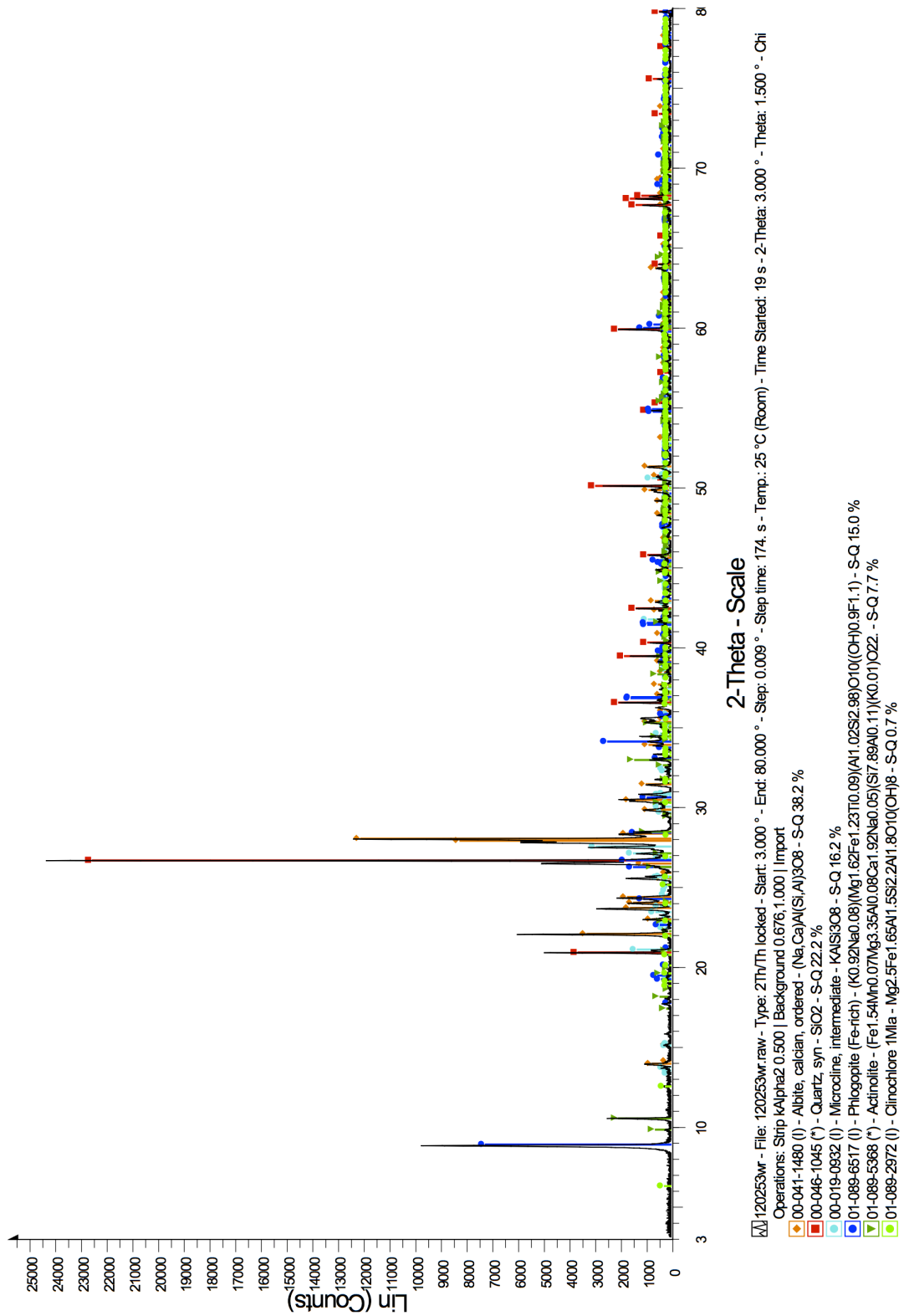
Figur E-17: XRD. Prøve nr. 4.



Vår dato 09.05.2012  
 Vår referanse KD / 12-078

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

5 - Jnr 120253



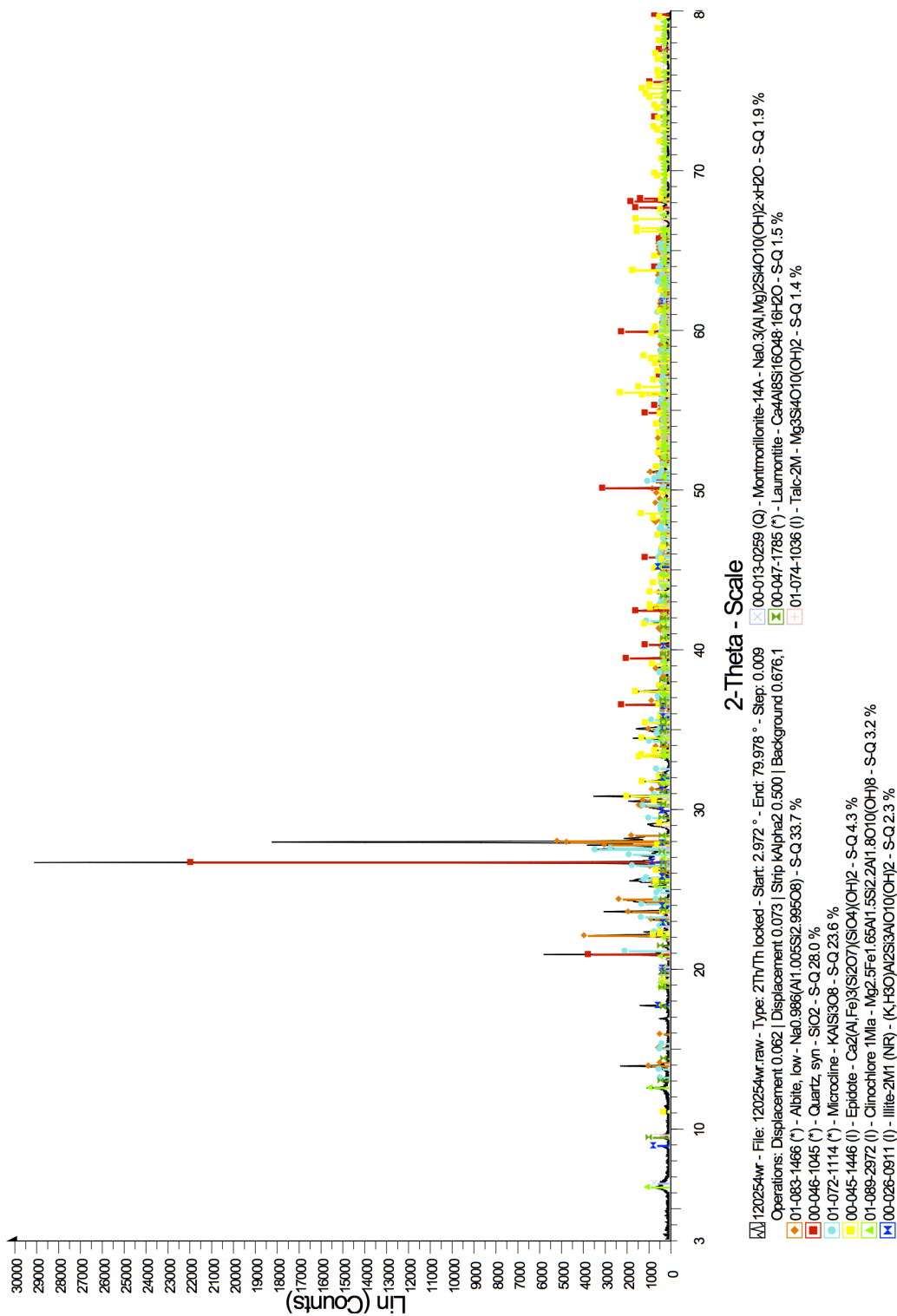
Figur E-18: XRD. Prøve nr. 5.



Vår dato 09.05.2012  
 Vår referanse KD / 12-078

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

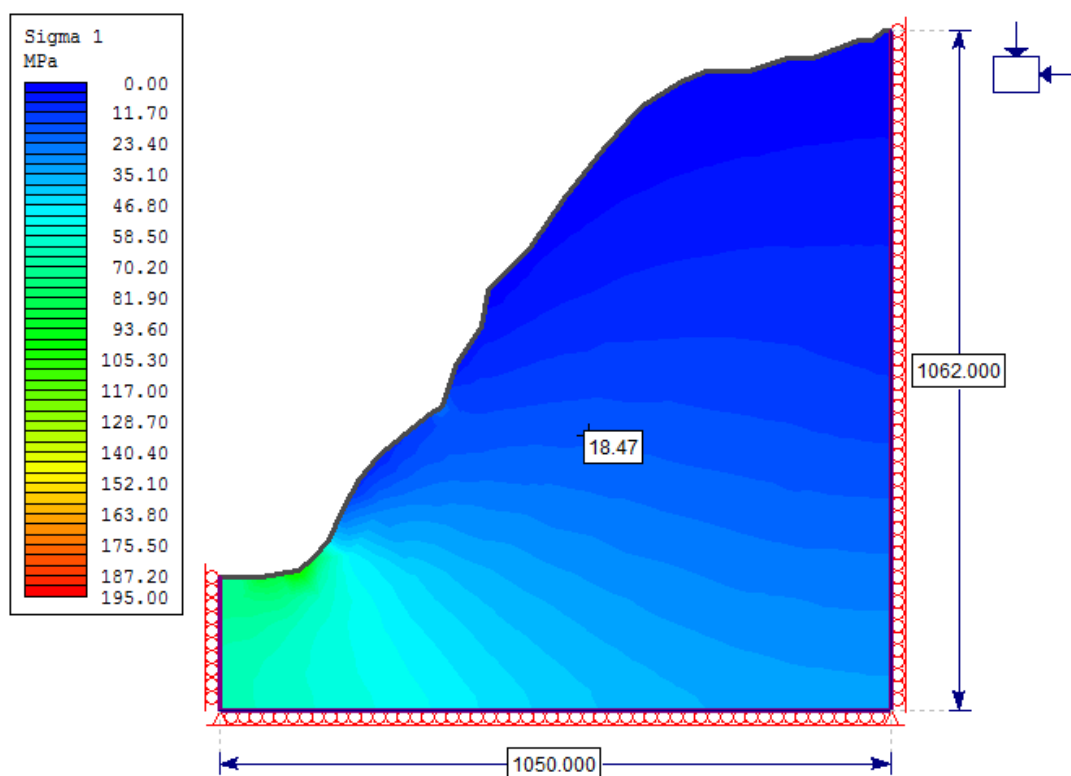
6 - Jnr 120254



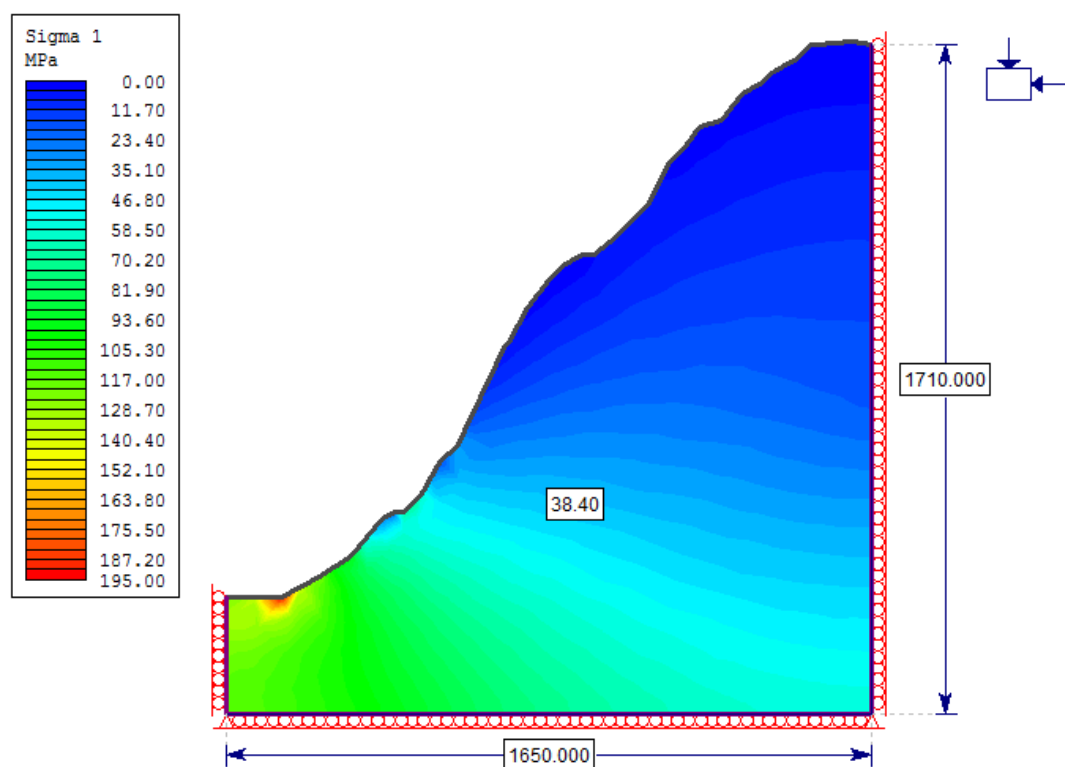
Figur E-19: XRD. Prøve nr. 6.

## Vedlegg F Resultater av numerisk analyse

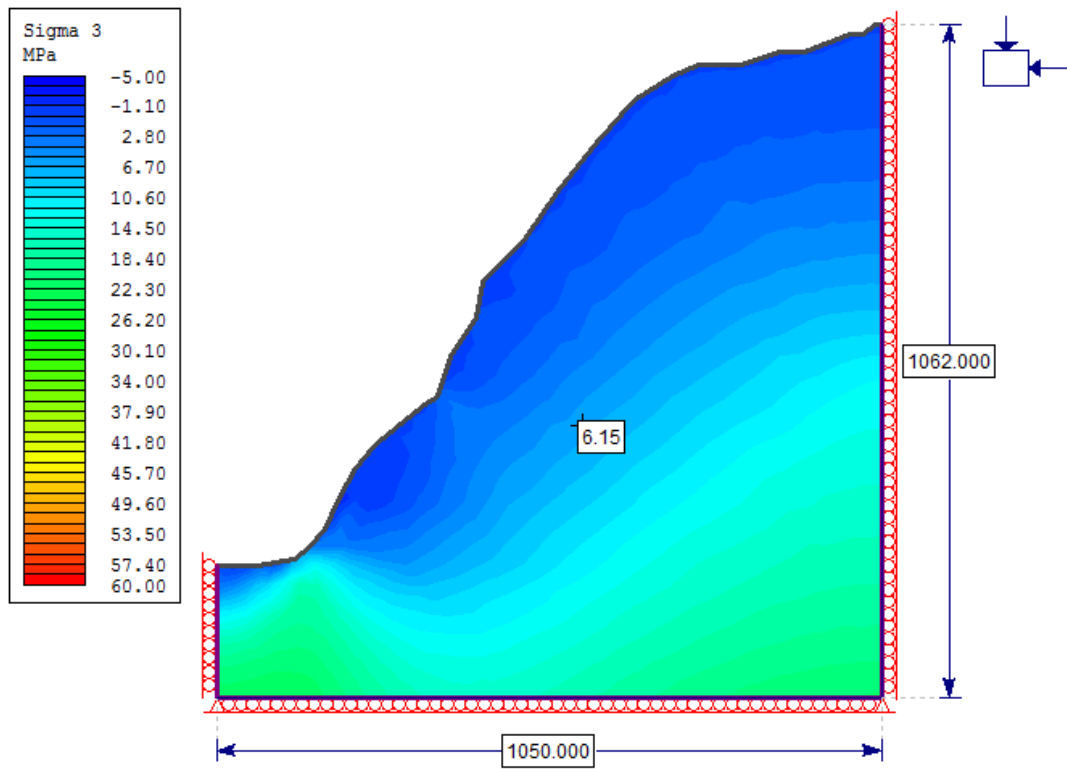
### F.1 Analyse av spenningsfelt i fjellside



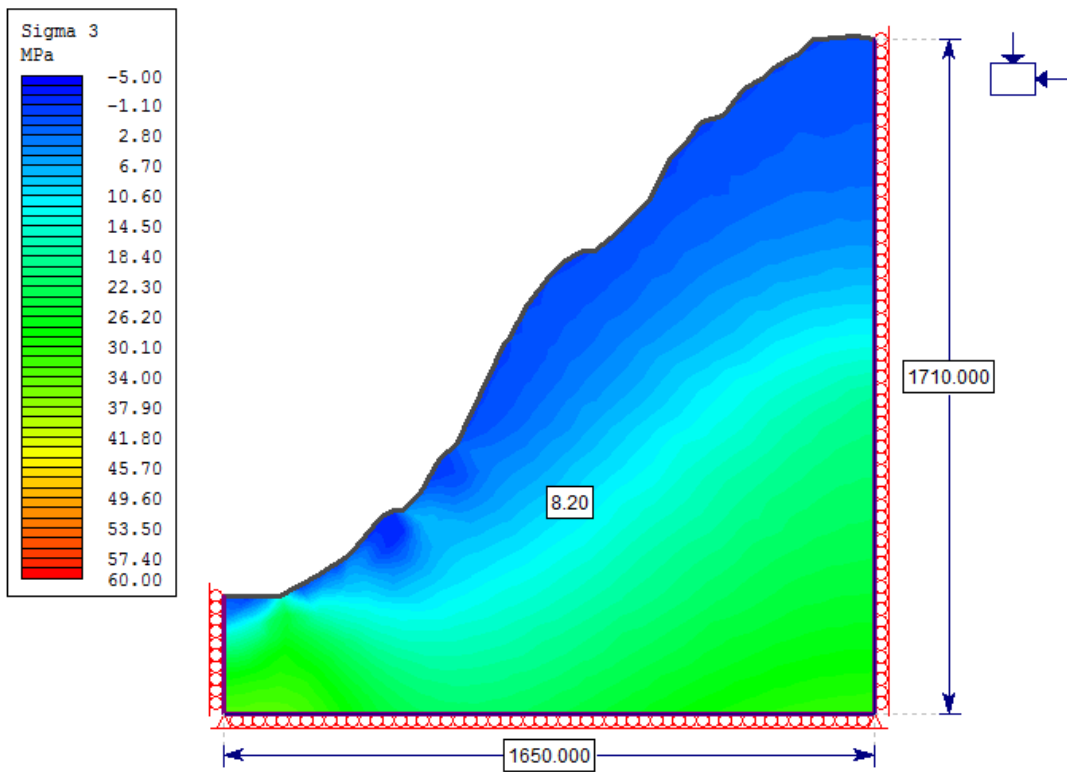
Figur F-1: Største hovedspenning i planet. Profil 3050.



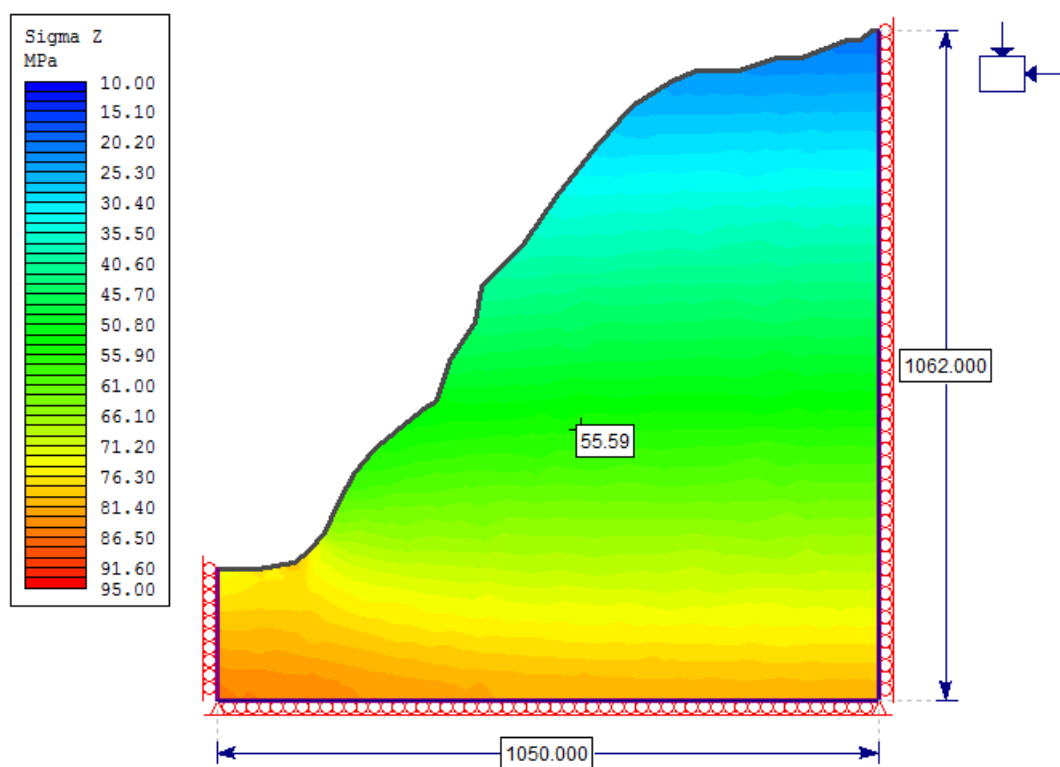
Figur F-2: Største hovedspenning i planet. Profil 5350.



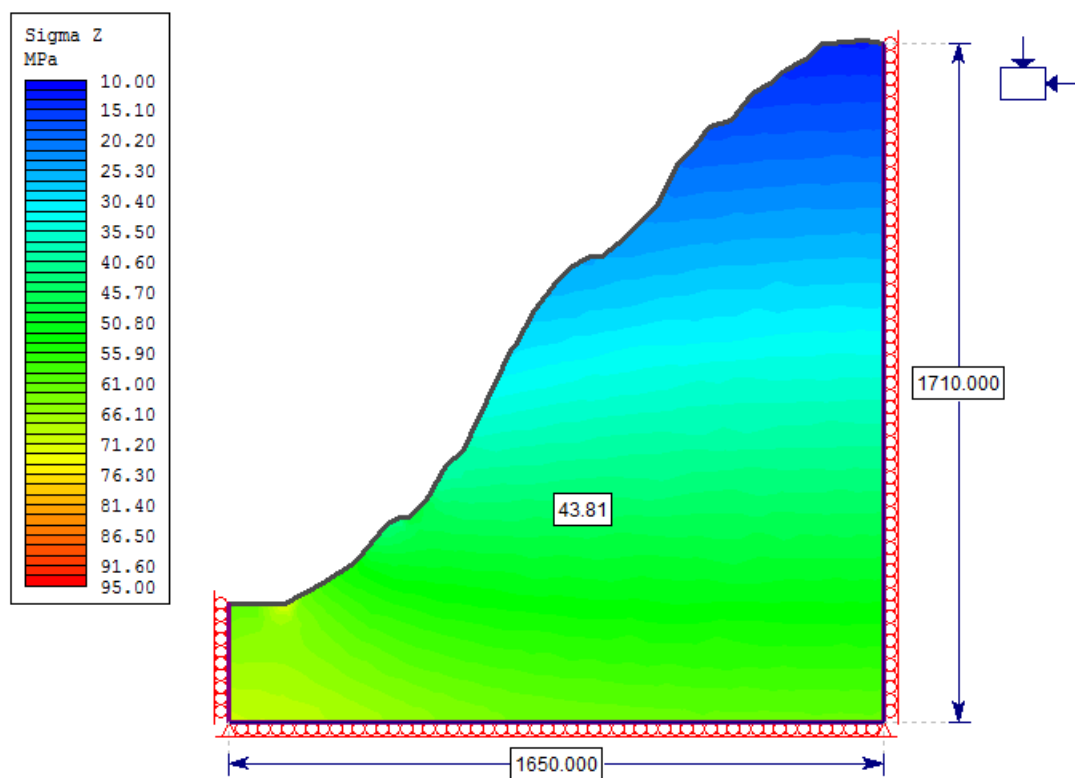
Figur F-3: Minste hovedspenning i planet. Profil 3050.



Figur F-4: Minste hovedspenning i planet. Profil 5350.

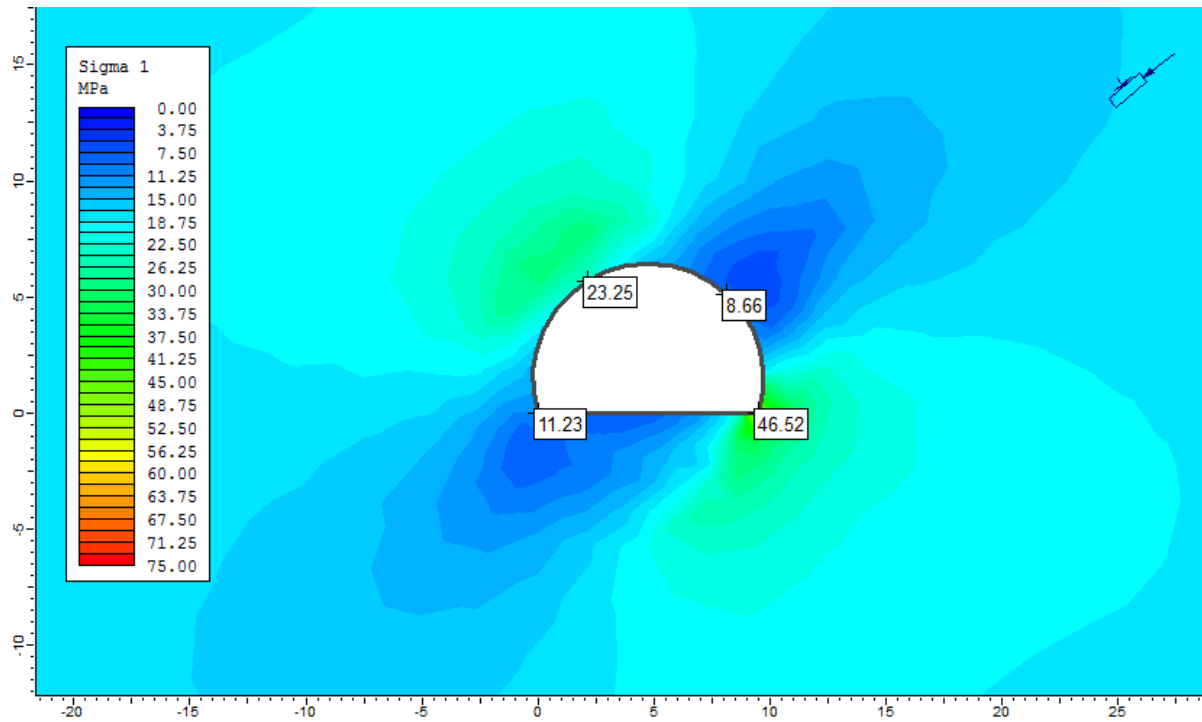


Figur F-5: Hovedspenning ut av planet. Profil 3050.

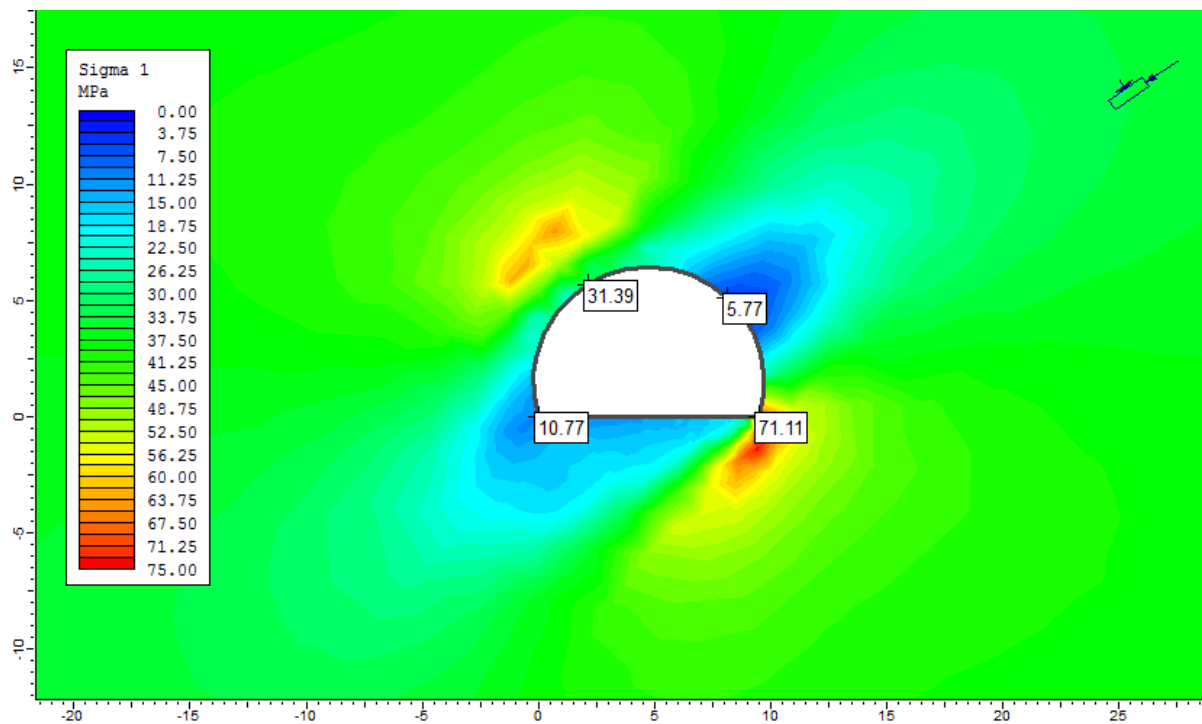


Figur F-6: Hovedspenning ut av planet. Profil 5350.

## F.2 Største hovedspenning rundt tunnelprofil

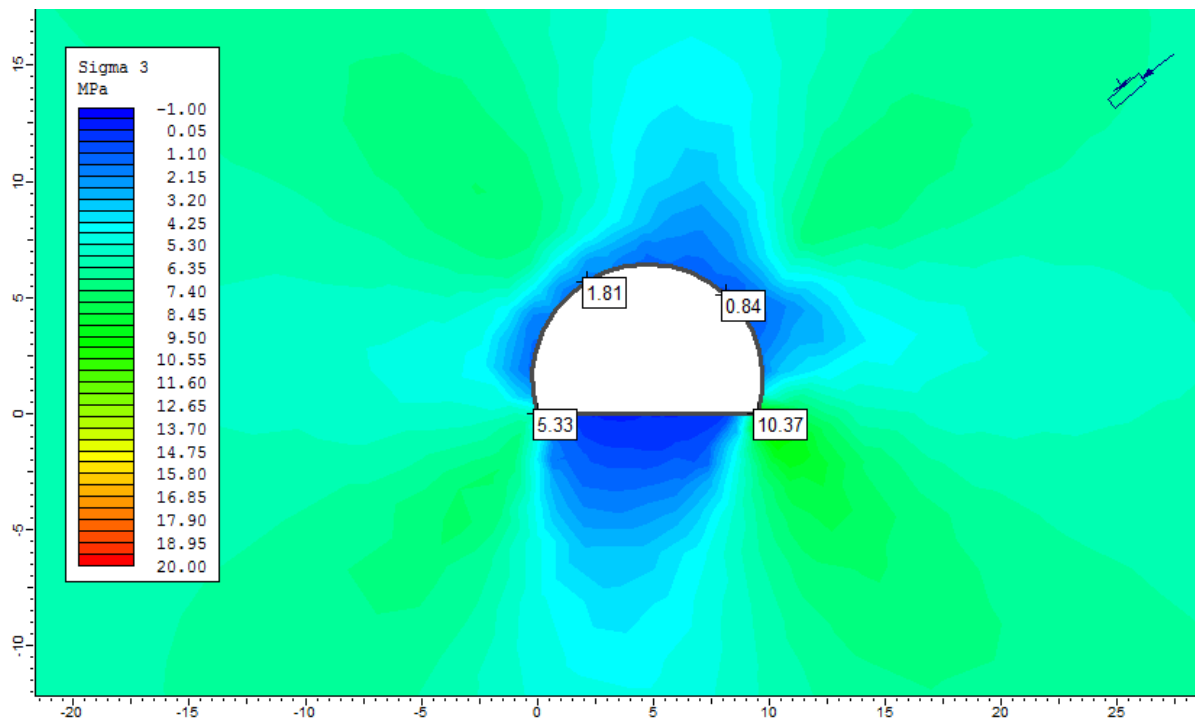


Figur F-7: Største hovedspenning i planet ved profil 3050.

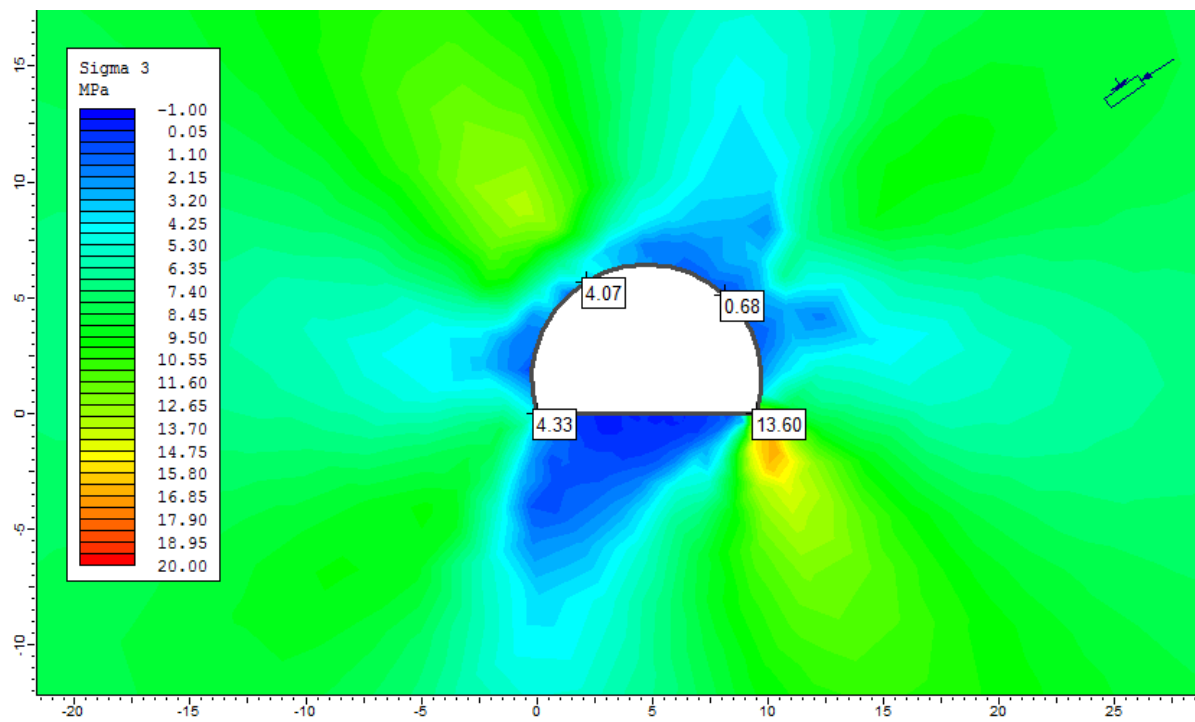


Figur F-8: Største hovedspenning i planet ved profil 5350.

### F.3 Minste hovedspenning rundt tunnelprofil

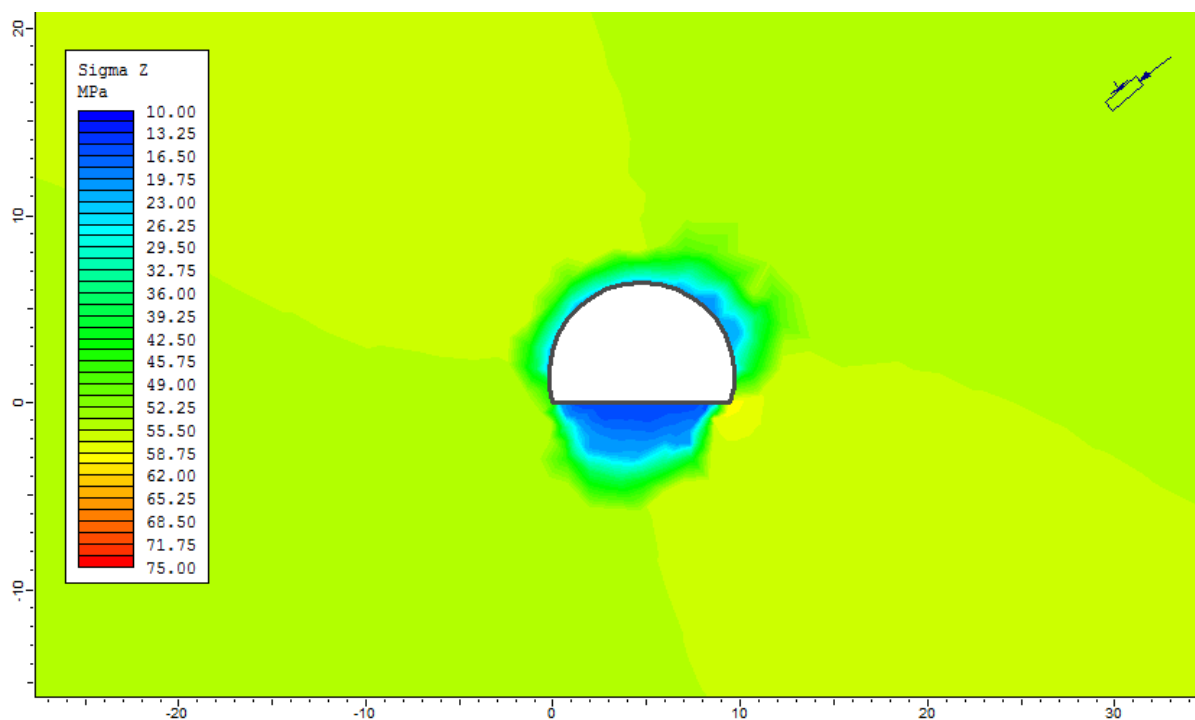


Figur F-9: Minste hovedspenning i planet ved profil 3050.

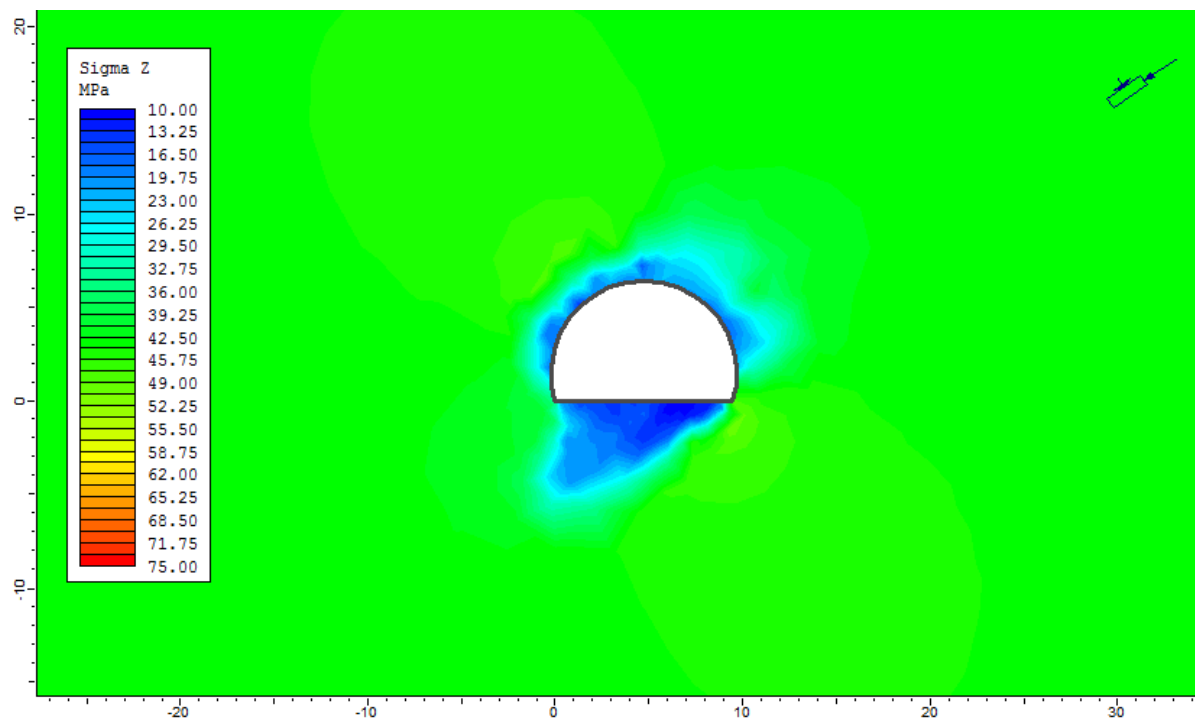


Figur F-10: Minste hovedspenning i planet ved profil 5350.

#### F.4 Hovedspenning ut av planet rundt tunnelprofil



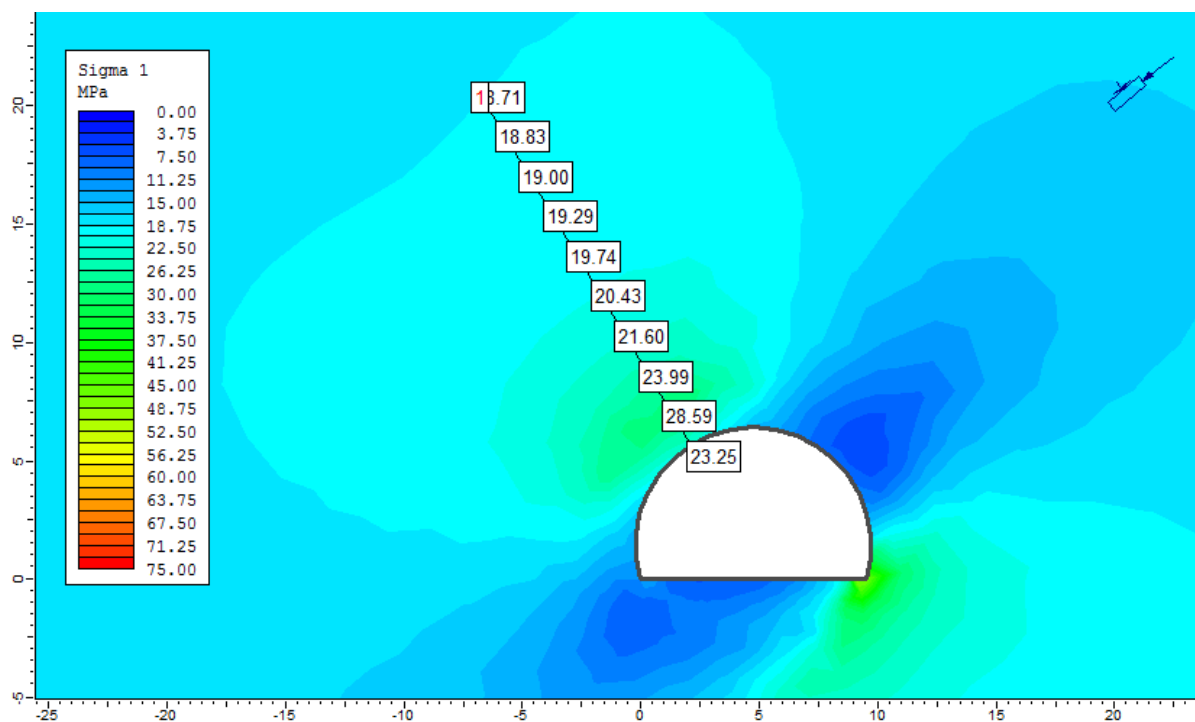
Figur F-11: Hovedspenning ut av planet ved profil 3050.



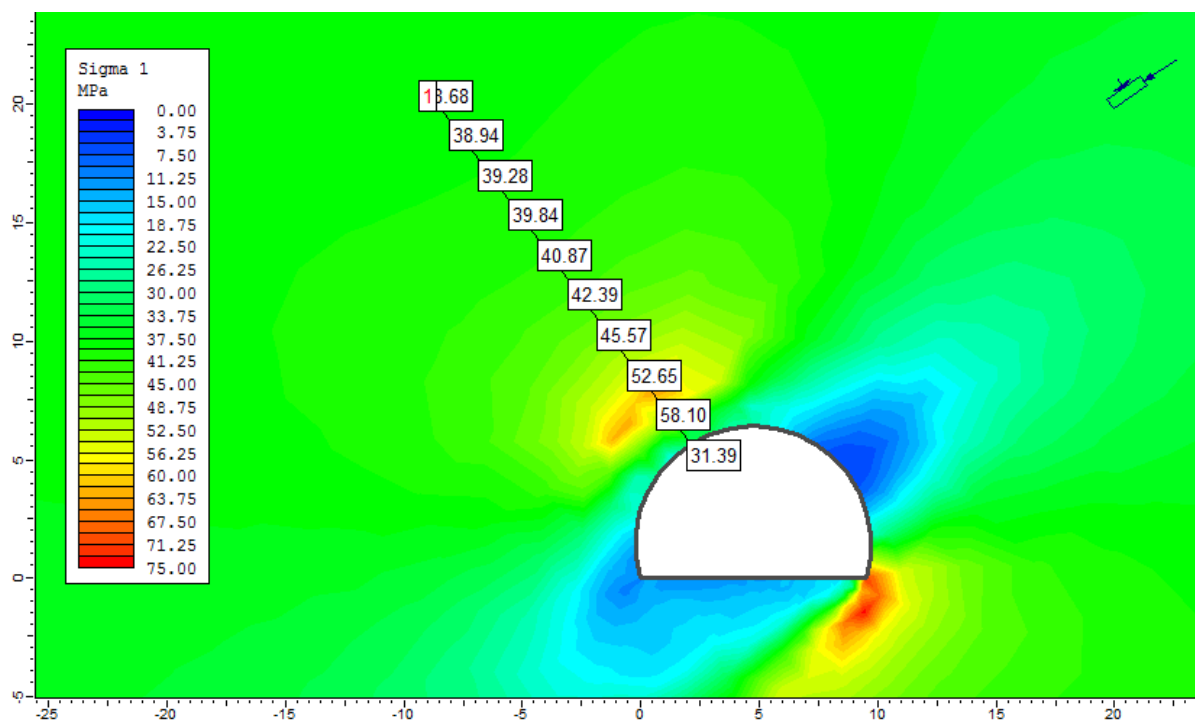
Figur F-12: Hovedspenning ut av planet ved profil 5350.



## F.5 Spenningsnivå som funksjon av avstand fra tunnelperiferi

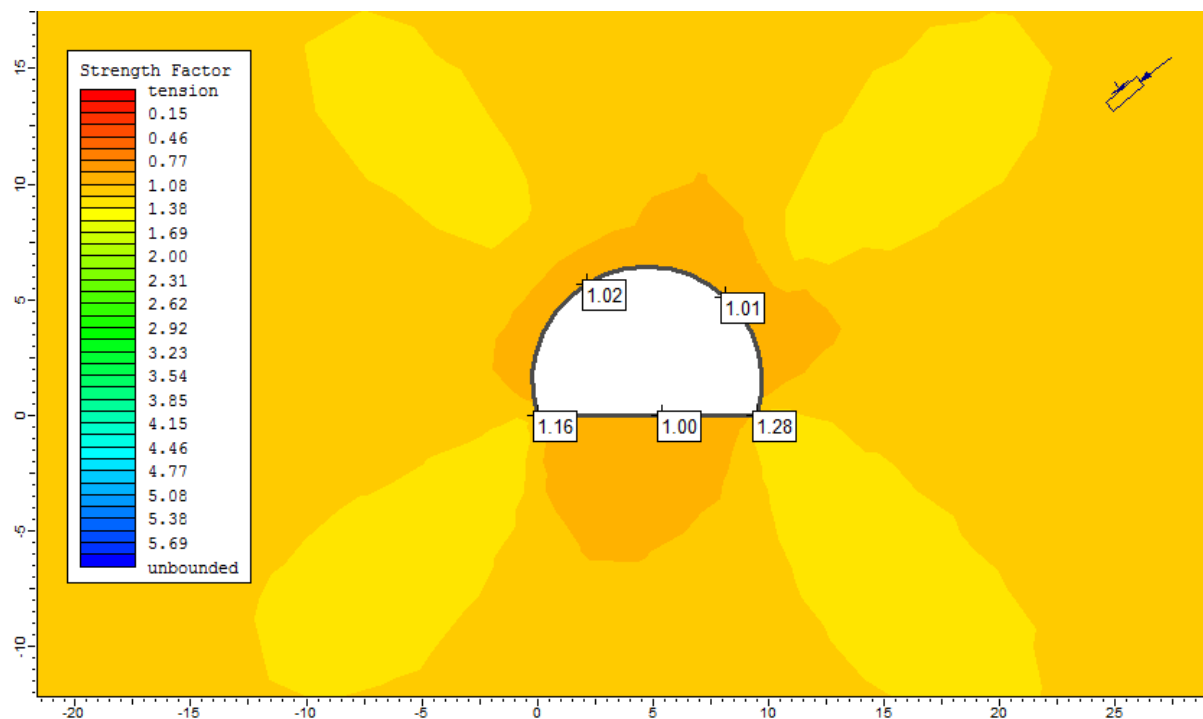


Figur F-13: Størrelse på største hovedspenning ut fra tunnelperiferi ved profil 3050.

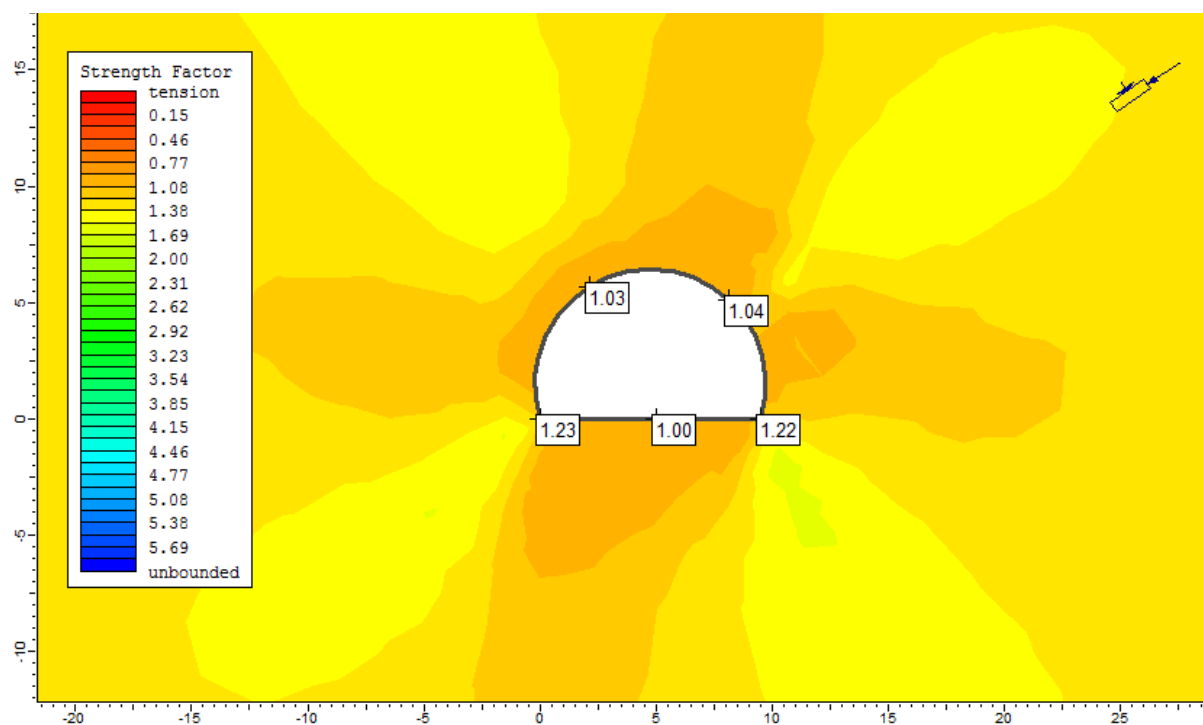


Figur F-14: Størrelse på største hovedspenning ut fra tunnelperiferi ved profil 5350.

## F.6 Styrkefaktor rundt tunnelprofil

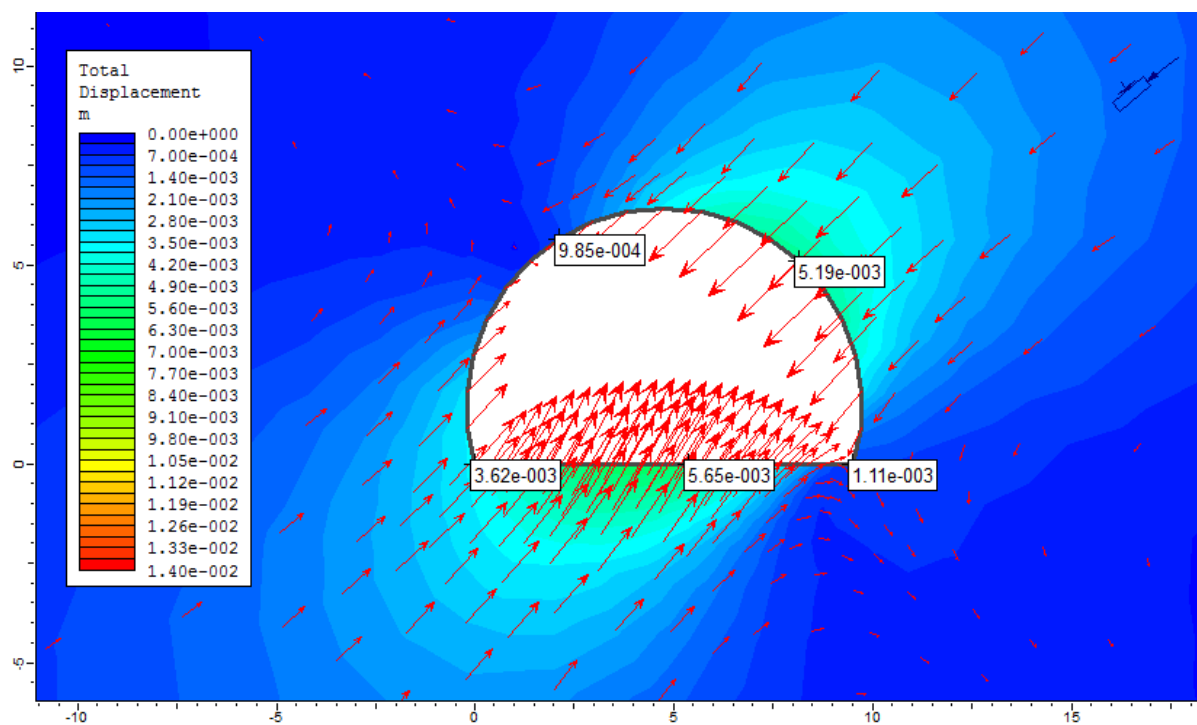


Figur F-15: Styrkefaktor ved profil 3050.

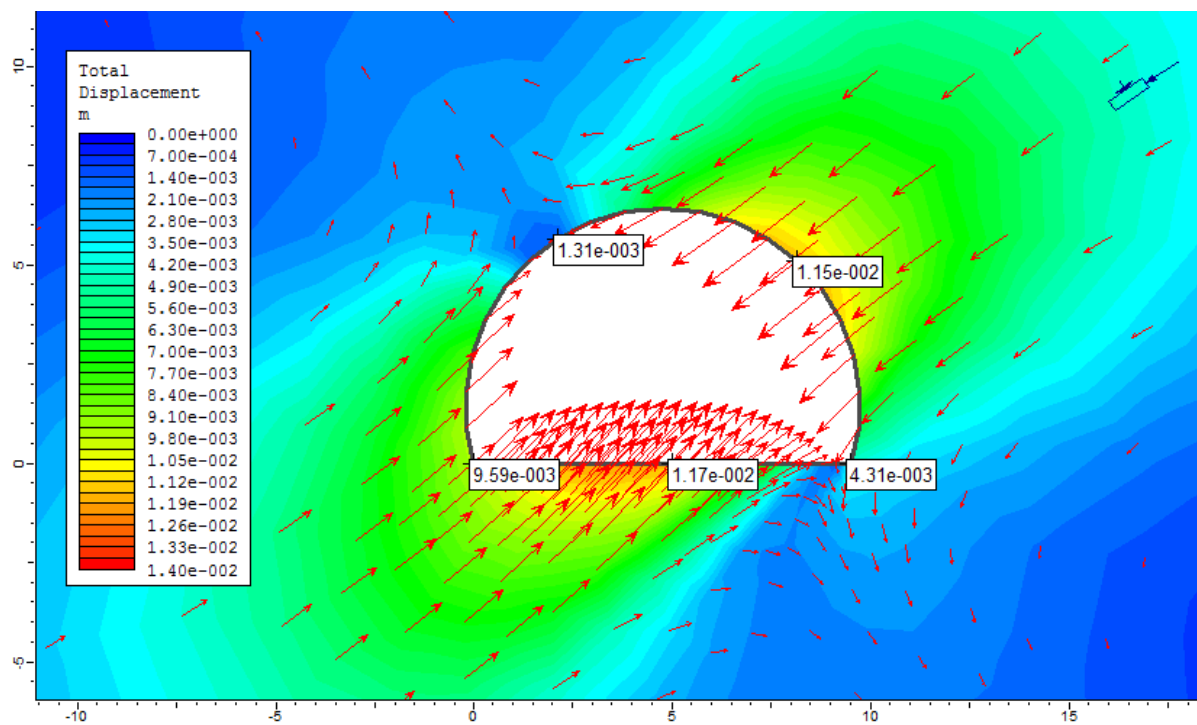


Figur F-16: Styrkefaktor ved profil 5350.

### F.7 Total deformasjon

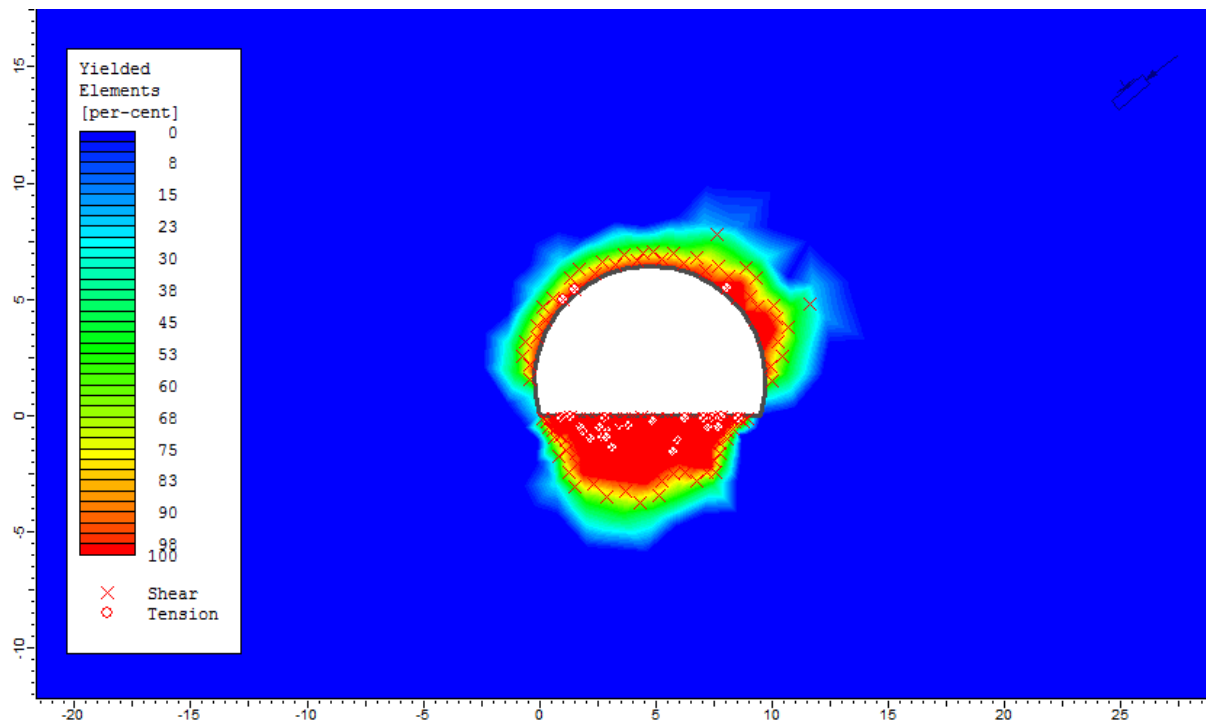


Figur F-17: Total deformasjon ved profil 3050.

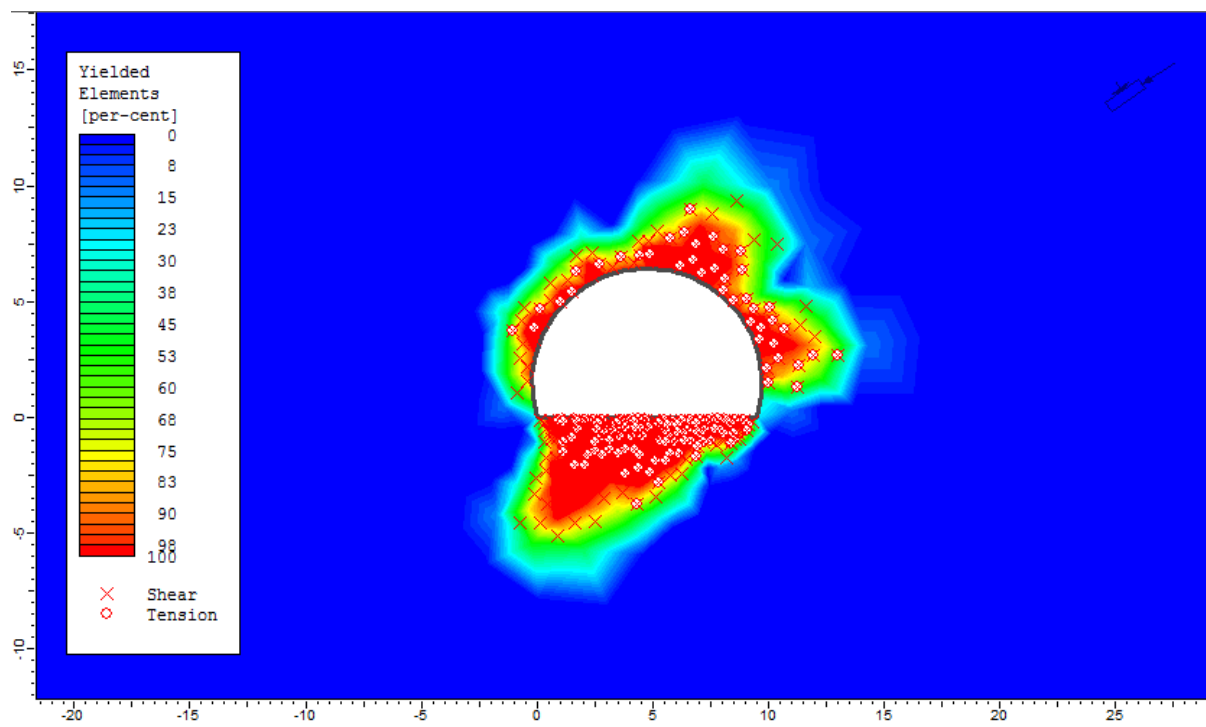


Figur F-18: Total deformasjon ved profil 5350.

## F.8 Yielded elements



Figur F-19: Yielded elements ved profil 3050.



Figur F-20: Yielded elements ved profil 5350.