

# Evaluering av lekkasje fra tilløpstunnel ved Holsbru kraftverk

**Brit Vatne**

Geologi

Innlevert: mai 2016

Hovedveileder: Krishna Kanta Panthi, IGB

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for geologi og bergteknikk





Your ref.: MS/N24T34/IGB/BVKKP

Date: 18.08.2015

TGB4930 INGGEOL/BERGMEK - MSc thesis  
for  
Realfag student Brit Vatne

## EVALUATION OF LEAKAGE CHARACTERISTICS AT HOLSBRU HEADRACE TUNNEL

### Background

The design philosophy for hydropower tunnels and shafts in Norway considers rock mass itself as capable element to absorb the load exerted on it. Tunnel rock support is only used in very needy areas where fractured rock mass and weakness zones exist. However, in recent years some of the high pressure tunnels and shafts have experienced partial collapses and some have experienced leakage through the headrace system during operation. The 6km long Holsbru headrace tunnel is one of such example where substantial leakage is registered.

### MSc thesis task

Hence, this MSc thesis will investigate and evaluate the leakage characteristics at Holsbru headrace tunnel. The general scope of the MSc thesis will be as following:

- Review existing theory on rock mass conductivity, water leakage through high pressure tunnels and mitigation measure to control leakage.
- Review theory on rock stress induced instability and potential hydraulic jacking due to pressurized tunnel system.
- Review two projects with leakage problems similar as yours and remedial measures taken to control leakage.
- Briefly describe the features of Holsbru Hydropower Project.
- Present field mapping and laboratory testing result. Assess in-situ stress condition and rock mass parameter needed for detail stability assessment.
- Carry out in-depth analytical assessment on the leakage using pre-existing analytical theories on hydraulic conductivity and compare the leakage measured at the project case.

- Carry out assessment on the stress induced instability along the headrace tunnel.
- Carry out numerical modelling at the selected sections, compare the results with actual instability situation including hydraulic jacking.
- Discuss analysis results and conclude the work with further recommendations.

### 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 received from the project and also collected by the candidate himself.
- The information provided by the professor about rock engineering and hydropower.
- Scientific papers, reports and books related to geology and tunnelling.
- Scientific papers and books related to international tunnelling cases.
- Literatures in rock engineering, rock support principles, rock mechanics and tunnelling.

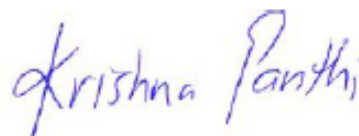
### Cooperating partner

Norsk Hydro AS is the co-operating partner. Relevant project information, geological and engineering geological investigation reports shall be received from Norsk Hydro AS. Mr. Johnny Bruheim will be the contact person for this project work at Norsk Hydro AS.

The project work is to start on August 18, 2015 and to be completed by May 15, 2016.

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

August 18, 2015



Krishna K. Panthi (Dr.Eng.)  
Associate Professor of geological engineering, main supervisor



## Sammendrag

Ved design av trykktunneler er det viktig å unngå vannlekkasjer. Hovedregelen for å unngå hydraulisk splitting av bergmassen, er å sikre at minste hovedspenning er større enn vanntrykket langs hele tunnelen. Lekkasje fra trykktunneler er assosiert med stabilitetsproblem samtidig som det kan føre til store økonomiske tap for kraftselskapet. I Norge er det vanlig at trykksjakter og -tunneler er uforete.

Holsbru kraftverk ble åpnet i 2012. Kort tid etter oppstart ble det observert lekkasje som antas å stamme fra tilløpstunnelen. På grunn av omfanget på lekkasjen vurderes det å iverksette tiltak. I 2014 ble det utført inspeksjon av tilløpstunnelen og det ble oppdaget et området som ble ansett å være ustabil og derfor bør ettersikres innen få år.

Hovedmålet med denne masteroppgaven har vært å undersøke og evaluere lekkasjen fra tilløpstunnelen. Ved hjelp av analytiske og numeriske metoder er det undersøkt om det har oppstått hydraulisk splitting langs tilløpstunnelen. Analysene er utført på bakgrunn av en teoretisk gjennomgang av designkriterier og prinsipper benyttet ved driving av trykktunneler. Videre er det forsøkt å estimere lekkasje fra tunnelen basert på empiriske metoder. Til slutt er det utført en stabilitetsanalyse av tunnelen.

Feltkartlegging i området viser at bergmassen er middels oppsprukket. Hovedsprekkesettet har strøk parallelt tunnelen og noen steder har sprekken åpning opp mot 1 cm. Under feltkartlegging ble det samlet inn prøvemateriale som ble testet på laboratoriet. Resultatene er benyttet som input-parametere i analysene.

Basert på resultatene av de analytiske metodene har det ikke oppstått hydraulisk splitting i tunnelen. Numeriske analyser av lengdesnitt av tilløpstunnelen viser at minste hovedspenning er større enn vanntrykket langs hele tunnelen. Analyser av utvalgte tverrsnitt av tunnelen viser imidlertid at i soner rundt tunnelens periferi er minste hovedspenning mindre enn vanntrykket. Her vil det oppstå hydraulisk splitting av eksisterende sprekker.

Lekkasjeestimeringen ved bruk av Panthis metode viser en lekkasje mellom 68-200 liter per sekund fra tilløpstunnelen, noe som er mye høyere enn 22 liter per sekund som ble målt i felt. Basert på sprekkenes karakteristik i området, antas det at mye av vannet kommer opp i dagen i områder utenfor det som er kartlagt. Lekkasjen antas å være relatert til eksisterende sprekker i bergmassen.

Stabilitetsanalysen utført med svelletrykk på 2 MPa gjenspeiler forholdene funnet i tilløpstunnelen med oppsprekking av sprøytebetongen i hengen. Analysen viser at tunnelen vil være stabil ved å påføre et ekstra lag med sprøytebetong i hengen.

## Abstract

When designing pressure tunnels it is essential to prevent water leakage. To avoid hydraulic fracturing, the general rule is to ensure that the minimum principal stress along the tunnel is greater than the water pressure inside the tunnel. Leakage from pressure tunnels can lead to reduced stability in the rock mass in addition to loss of valuable water. In Norway, most of the pressure shafts and tunnels are built unlined.

Shortly after opening of Holsbru power plant in 2012, leakage along the access road was observed. The water is assumed to originate from the headrace tunnel. Because of the extent of the leakage, remedial measures are considered. During an inspection in 2014, a section of the headrace tunnel was evaluated as unstable, and should be supported within few years.

The main object of this master thesis has been to investigate and evaluate the leakage characteristics at Holsbru headrace tunnel. The possibility of hydraulic fracturing along the headrace tunnel has been investigated with analytical and numerical methods. The analysis are based on a theoretical review of the design criteria and principles used in construction of pressure tunnels. An attempt to estimate the leakage from the tunnel is carried out based on empirical methods. Finally, a stability analysis of the tunnel has been performed.

Field mapping in the area indicates that the rock mass is medium fractured. The main joint set is oriented parallel to the headrace tunnel. In some areas, joint aperture up to 1 cm is observed. During fieldwork, samples were collected and later tested in the laboratory. The results are used as input parameters in the analysis.

According to the results of the analytical methods, the headrace tunnel has not been subjected to hydraulic fracturing. Numerical analysis of longitudinal section of the headrace tunnel, shows that the minimum principal stress is greater than the water pressure along the entire tunnel. Analysis of selected cross-sections of the tunnel, shows that in some areas around the tunnel periphery, the minimum principal stress is less than the water pressure. This will cause hydraulic fracturing of existing joints in the rock mass.

Leakage estimation by Panthi's approach indicates a leakage of 68 to 200 liter per second. During fieldwork the leakage was measured to 22 liter per second. Based on the joint characteristics in the area, it is likely that the majority of the water flows through the rock mass and emerges in areas which has not been investigated. The leakage is assumed to be related to existing joints in the rock mass.

The stability analysis performed with a swelling pressure of 2 MPa reflects the conditions found in headrace tunnel with cracking of the shotcrete in the roof of the tunnel. The analysis shows that the tunnel will become stable by applying an additional layer of shotcrete.

## Forord

Denne oppgaven er skrevet ved Instituttet for geologi og bergteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU), som en avslutning på masterprogrammet Geologi realfag. Oppgaven er skrevet gjennom studieåret 2015/2016.

Hovedveileder for oppgaven har vært Krishna K. Panthi, førsteamanuensis ved Institutt for geologi og bergteknikk. Takk for interessante diskusjoner og god veiledning gjennom arbeidet med oppgaven.

Takk til Johnny Bruheim i Hydro AS for muligheten til å skrive oppgaven. En takk til Per Magne Gullaksen for en flott omvisning på anlegget i forbindelse med feltarbeidet. Takk til Morten Lund i Norconsult som har sendt meg rapporter og tegninger fra anlegget. Takk til Tor Hjukse som har bidratt med hydrologiske data for magasinet. Takk til Gunnar Vistnes som har veiledet og hjulpet meg med arbeidet i laboratoriet.

Jeg vil også rette en stor takk til Chhatra Basnet for godt selskap under feltarbeid og god hjelp under arbeidet med numeriske analyse.

Til slutt vil jeg takke Stine Merete Moe for korrekturlesing av oppgaven.

Trondheim 13.05.2016

---

Brit Vatne



# Innholdsfortegnelse

<b>SAMMENDRAG .....</b>	<b>III</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>V</b>
<b>FORORD .....</b>	<b>VII</b>
<b>FIGURLISTE.....</b>	<b>XI</b>
<b>TABELLISTE.....</b>	<b>XV</b>
<b>1. INTRODUKSJON.....</b>	<b>1</b>
1.1 BAKGRUNN.....	1
1.2 FORMÅL OG METODE.....	1
1.3 UTVIKLING AV VANNKRAFT I NORGE .....	2
<b>2. HOLSBRU KRAFTVERK .....</b>	<b>5</b>
2.1 LEKKASJE.....	7
2.2 INGENIØRGEOLOGISKE FORHOLD .....	8
2.3 ERFARING FRA DRIVING AV TILLØPSTUNNEL .....	11
<b>3. BERGMASSENS EGENSKAPER .....</b>	<b>13</b>
3.1 BERGMASSEKVALITET.....	13
3.2 VANN I BERG.....	23
3.3 BERGSPENNINGER .....	28
<b>4. KLASSIFISERINGSSYSTEMER OG BRUDDKRITERIER .....</b>	<b>37</b>
4.1 Q-SYSTEMET .....	37
4.2 ROCK MASS RATING (RMR).....	40
4.3 GEOLOGICAL STENGTH INDEX (GSI).....	41
4.4 BRUDDKRITERIER .....	43
<b>5. LEKKASJE OG STABILITET I VANNTUNNELER.....</b>	<b>47</b>
5.1 LEKKASJE FRA TRYKKTUNNELER .....	47
5.2 ESTIMERE LEKKASJE .....	48
5.3 TILTAK FOR Å REDUSERE VANNLEKKASJE.....	52
5.4 BERGSIKRING OG STABILITET I VANNTUNNELER.....	54
<b>6. DESIGNPRINSIPPER FOR TRYKKSJAKTER OG -TUNNELER .....</b>	<b>59</b>
6.1 GEOLOGISKE FAKTORER.....	59
6.2 TOPOGRAFISKE FORHOLD.....	60
<b>7. PROSJEKTER MED LEKKASJEPROBLEM .....</b>	<b>65</b>
7.1 TILLØPSTUNNEL KHIMTI I.....	65
7.2 TILLØPSTUNNEL ÅSKORA KRAFTVERK.....	68
7.3 TILLØPSTUNNEL TIL BJERKA KRAFTVERK .....	69
<b>8. FELTKARTLEGGING OG LABORATORIEARBEID .....</b>	<b>73</b>
8.1 FELTKARTLEGGING .....	73
8.2 LABORATORIEARBEID .....	85
<b>9. LEKKASJEESTIMERING .....</b>	<b>99</b>
9.1 TOKHEIM OG JANBUS METODE .....	99
9.2 PANTHIS METODE .....	100
<b>10. ANALYSE AV HYDRAULISK SPLITTING .....</b>	<b>103</b>

10.1	SEMI-ANALYTISK ANALYSE AV HYDRAULISK SPLITTING.....	104
10.2	KONKLUSJON SEMI-ANALYTISKE ANALYSER .....	107
<b>11.</b>	<b>NUMERISK MODELLERING AV HYDRAULISK SPLITTING .....</b>	<b>109</b>
11.1	PHASE2 .....	109
11.2	INPUT-PARAMETERE .....	109
11.3	ESTIMERING AV IN-SITU SPENNINGER .....	112
11.4	MODELLENE.....	117
11.5	RESULTAT NUMERISK MODELLERING .....	118
11.6	USIKKERHET KNYTTET TIL NUMERISK MODELLERING.....	122
<b>12.</b>	<b>NUMERISK ANALYSE AV STABILITET .....</b>	<b>123</b>
12.1	INPUT-PARAMETERE .....	124
12.2	SIKRING.....	124
12.3	RESULTAT .....	125
<b>13.</b>	<b>DISKUSJON.....</b>	<b>133</b>
13.1	GEOLOGI .....	133
13.2	LABORATORIEUNDERSØKELSER.....	134
13.3	LEKKASJE .....	135
13.4	TILTAK MOT VANNLEKKASJE.....	137
13.5	HYDRAULISK SPLITTING.....	138
13.6	STABILITET I TUNNELEN .....	140
13.7	NUMERISK ANALYSE.....	142
<b>14.</b>	<b>KONKLUSJON .....</b>	<b>145</b>
<b>15.</b>	<b>VIDERE ARBEID .....</b>	<b>147</b>
	LITTERATUR.....	I
	VEDLEGG .....	IX
	VEDLEGG A: Q-SYSTEMET .....	XI
	VEDLEGG B: RMR-SYSTEMET .....	XVI
	VEDLEGG C: FALL OG FALLRETNINGSMÅLINGER .....	XVII
	VEDLEGG D: BERGMKANISKE RESULTATER.....	XIX
	VEDLEGG E: BORBARHETSTESTER.....	XXV
	VEDLEGG F: XRD-ANALYSE .....	XXVII
	VEDLEGG G: NUMERISKE ANALYSER.....	XXIX



## Figurliste

Figur 1-1: Utvikling av kraftverksdesign i Norge .....	3
Figur 2-1: Systemskisse for nytt og gammelt kraftverk .....	6
Figur 2-2: Oversikt over vannveier i Holsbru Kraftverk.....	6
Figur 2-3: Oversikt over området som er undersøkt .....	8
Figur 2-4: Berggrunnskart over området.....	9
Figur 2-5: Oppsprekking i området rundt trykksjakten til nye Tyin kraftverk .....	10
Figur 2-6: Løsmassekart over området.....	11
Figur 2-7: Tilløpstunnelen mellom tverrslag Rausdal og krysset til ventilkammer.....	12
Figur 3-1: Påvirkning av prøvestykkets størrelse på styrken til intakt berg.....	13
Figur 3-2: Enaksiell styrke i forhold til vinkelen til skifrihetsplanet .....	14
Figur 3-3: Korrelasjon mellom styrke på intakt berg ( $\sigma_{ci}$ ) og bergmassen ( $\sigma_{cm}$ ) .....	15
Figur 3-4: Estimering av deformasjonsmodulus basert på RMR- og Q-systemet .....	17
Figur 3-5: Diskontinuiteters geometriske egenskaper i en bergmasse .....	19
Figur 3-6: Terminologi for orienteringen til en diskontinuitet.....	19
Figur 3-7: Ruhetsprofil.....	20
Figur 3-8: Sammenhengen mellom en knusningssones forløp og terrenget .....	21
Figur 3-9: Strykereduksjon i prosent som en funksjon av forvittringsgrad .....	23
Figur 3-10: Den hydrologiske sirkelen.....	23
Figur 3-11: Antatt strømningsbilde i en dalside.....	24
Figur 3-12: Permeabilitet og hydraulisk konduktivitet for bergarter og jordarter .....	26
Figur 3-13: Hydraulisk konduktivitet som en funksjon av dypet.....	27
Figur 3-14: Illustrasjon av dalside med høye anisotropiske bergspenninger .....	29
Figur 3-15: Variasjon i forholdet mellom horisontal og vertikal spenning.....	30
Figur 3-16: Retning og omtrentlig størrelse på horisontalspenningene i Norge .....	31
Figur 3-17: Fordeling av tangential- og radialspenninger rundt en sirkulær åpning .....	32
Figur 3-18: Illustrasjon av tangentialspenninger nær tunnelkonturen.....	33

Figur 3-19: Endring av bergmassens egenskaper i sprengningspåvirket sone .....	34
Figur 3-20: Spraking initieres når $\sigma_{\max}/\sigma_{ci} \approx 0,4 \pm 0,1$ .....	35
Figur 4-1: Bergsikringsdiagram .....	39
Figur 4-2: Skjema for estimering av GSI-verdi basert på geologiske observasjoner.....	42
Figur 4-3: Oppsprekking i bergmassen avgjør hvilket bruddkriterium som bør benyttes .....	44
Figur 5-1: Prinsippskisse av mulig vannlekkasje fra uforet trykktunnel.....	49
Figur 5-2: Prinsippet ved Lugeon testing .....	50
Figur 5-3: Figur som illustrerer D i Formel 5.5 .....	51
Figur 5-4: Svakhetszone i en hard og oppsprukket bergmasse .....	57
Figur 5-5: Eksempel på bruk av sprøytebetong ved sikring av leirsoner .....	57
Figur 6-1: Sprekkerose for evaluering av beste plassering av kraftstasjonshall .....	60
Figur 6-2: Topografiske krav for plassering av uforete trykksjakter og tunneler .....	62
Figur 6-3: L/H-ratio for uforete trykksjakter og -tunneler .....	62
Figur 6-4: FEM-todimensjonalt skjema .....	63
Figur 7-1: Lengdeprofil av anlegget med områdets geologi inntegnet .....	65
Figur 7-2: Orientering av hovedsprekkesett ved Khimti tilløpstunnel.....	66
Figur 7-3: Opplegg for utføring av forinjeksjon til venstre og etterinjeksjon til høyre .....	67
Figur 7-4: Snitt gjennom trykktunnelen og trykksjakten ved Åskora kraftverk .....	68
Figur 7-5: Kartskisse over inntakskonus, rørledning og kraftstasjon ved Bjerka kraftverk ....	70
Figur 7-6: Geologisk profil ved inntakskonus.....	71
Figur 8-1: Variasjoner i bergmassen .....	74
Figur 8-2: Punkter for bergmasseklassifisering .....	75
Figur 8-3: Fall og fallretningsmålinger i dagen .....	77
Figur 8-4: Eksempel på bergskjæring der foliasjonen faller mot sør .....	78
Figur 8-5: Fall og fallretningsmålinger i tverrslag Rausdal .....	79
Figur 8-6: Øverst: Oppsprekking inne i tverrslaget .....	81
Figur 8-7: Antatt forløp av svakhetszone .....	82

Figur 8-8: Mulig svakhetszone skjærer inn under bergknausen.....	83
Figur 8-9: Veileder Krishna K. Panthi utfører måling av vannføring i etablert v-overløp .....	84
Figur 8-10: Stipendiat Chhatra Basnet måler vannlekkasje .....	84
Figur 8-11: Spennings-tøyningskurve .....	86
Figur 8-12: Prinsippskisse for tilt test .....	88
Figur 8-13: Prinsippskisse av fallprøven.....	90
Figur 8-14: Prinsippskisse av Sievers miniatyrborforsøk .....	91
Figur 8-15: Prinsippskisse for bestemmelse av slitasjeverdi AV .....	92
Figur 8-16: Klassifiseringsdiagram for amfibolitt .....	94
Figur 8-17: Klassifiseringsdiagram for plutonske bergarter .....	95
Figur 9-1: Resultat av lekkasjeestimering basert på Tokheim og Janbus metode.....	100
Figur 9-2: Resultat av lekkasjeestimering basert på Panthis metode .....	101
Figur 10-1: Lengdeprofil mellom tverrslag Rausdal og krysset ved ventilkammer.....	103
Figur 10-2: Illustrasjon for hvordan dalsidene er korrigert for utstikkende bergparti .....	104
Figur 10-3: Statisk vanntrykk mot minste horisontalspenning .....	106
Figur 11-1: Illustrasjon av Formel 11.6 .....	116
Figur 11-2: Modell av dalsiden ved snitt nummer 3 .....	117
Figur 11-3: Modellen av tverrsnittene.....	118
Figur 11-4: Minste hovedspenning langs tilløpstunnelen .....	119
Figur 11-5: Minste hovedspenning plottet mot vanntrykket .....	119
Figur 11-6: Modell av dalsiden ved snitt 1 som viser størrelsen på $\sigma_3$ ved tunnelen.....	120
Figur 11-7: Minste hovedspenning rundt tunnelprofilen .....	121
Figur 11-8: Plastisk analyse som viser bruddelement i bergmassen .....	122
Figur 12-1: Modellen med svakhetszone .....	123
Figur 12-2: Spenningsfordeling rundt tunnelen .....	125
Figur 12-3: Styrkefaktor i bergmassen.....	126
Figur 12-4: Plastisk analyse av total deformasjon uten sikring .....	127

Figur 12-5: Bruddelementer i bergmassen .....	127
Figur 12-6: Deformasjon i bergmassen i 3 steg .....	129
Figur 12-7: Bruddelement i bergmassen i 3 steg.....	130
Figur 13-1: Skisse av dalsiden .....	135
Figur 13-2: L/H-ratio for uforete trykksjakter og -tunneler plottet mot dalsidens helling.....	139
Figur 13-3: Rød skravering indikerer mulig avløst blokk.....	142

## Tabelliste

Tabell 2-1: Nøkkeldata for Holsbru kraftverk.....	5
Tabell 3-1: Empiriske formler for estimering av bergmassens styrke .....	15
Tabell 4-1: Parametere for bestemmelse av Q-verdi.....	37
Tabell 4-2: ESR-verdier avhengig av type anlegg .....	38
Tabell 4-3: Parametere for bestemmelse av RMR-verdi.....	40
Tabell 5-1: Lekkasjeklasser.....	48
Tabell 8-1: Kartlegging av Q-verdi.....	75
Tabell 8-2: Kartlegging av RMR-verdi.....	75
Tabell 8-3: GSI-verdi estimert fra RMR- og Q-verdi .....	76
Tabell 8-4: Antall og dimensjoner på kjernene som ble boret ut fra de to steinblokkene .....	85
Tabell 8-5: Resultatene fra laboratorietester .....	88
Tabell 8-6: Resultatene fra utførte borbarhetstester .....	92
Tabell 8-7: Resultat fra XRD-analyse prøve S1.....	93
Tabell 8-8: Resultat fra XRD-analyse prøve S2.....	94
Tabell 8-9: Estimering av bergmassens styrke.....	96
Tabell 8-10: Estimering av bergmassens deformasjonsevne .....	97
Tabell 9-1: Input-parametere til estimering av lekkasje.....	100
Tabell 9-2: Gjennomsnittlig lekkasje fra tunnelen gitt ved de forskjellige $J_a$ verdiene.....	102
Tabell 10-1: Sikkerhetsfaktor mot hydraulisk splitting basert på overdekning .....	104
Tabell 10-2: Sikkerhetsfaktor mot hydraulisk splitting ved bruk av enkel metode .....	105
Tabell 10-3: Analyse av potensial for hydraulisk splitting .....	107
Tabell 11-1: Verdier for input-parametere hentet fra laboratorieundersøkelser .....	110
Tabell 11-2: Input-parametere og resultater fra RocLab.....	110
Tabell 11-3: Beregning av residualparametere .....	111
Tabell 11-4: Bergmassens verdier i upåvirket sone og i skadesonen.....	112
Tabell 11-5: Resultat fra tredimensjonal (3D) bergspenningsmåling .....	113

Tabell 11-6: Input-verdier for beregning av teoretiske spenninger ved Tyin .....	113
Tabell 11-7: Gjennomsnittsverdier fra laboratorieundersøkelsene .....	114
Tabell 11-8: Beregning av maksimal tangential spenning .....	115
Tabell 11-9: Antatt størrelse og retning på hovedspenningene langs tilløpstunnelen.....	115
Tabell 11-10: In-situ spenningsverdier satt inn i de fire dalside-modellene.....	117
Tabell 11-11: Spenningskomponenter i de fire snittene.....	118
Tabell 12-1: Input-parametere for svakhetssonen .....	124
Tabell 12-2: Nøkkeldata for boltene som er satt inn i modellen .....	124
Tabell 12-3: Nøkkeldata for sprøytebetongen som er satt inn i modellen .....	125
Tabell 12-4: Bruddelement i modellene .....	131
Tabell 13-1: Oppsummering av sikkerhetsfaktor for hydraulisk splitting .....	138
Tabell 13-2: In-situ spenningene i de modellerte snittene .....	140

# 1. INTRODUKSJON

## 1.1 BAKGRUNN

Designfilosofien for norske vannkrafttunneler og sjakter er at bergmassen er sterk nok til å motstå vanntrykket som skal stå inne i tunnelen når kraftverket er i drift. Det blir derfor kun installert sikring i områder med svakhetssoner eller svært oppsprukket bergmasse. Det finnes likevel flere tilfeller der det har oppstått både ras og lekkasjer i vanntunneler. Tilløpstunnelen til Holsbru kraftverk er et slikt tilfelle.

Holsbru kraftverk er lokalisert i Øvre Årdal i Sogn og Fjordane. Det hadde produksjonsstart i 2012. Kort tid etter at anlegget ble satt i drift, ble det registrert økt vannføring i en grøft langs anleggsveien. Vannmengden synes ikke å variere gjennom året. På grunn av omfanget på lekkasjen, er det nå vurdert å iverksette tiltak. Lekkasjen er antatt å stamme fra tilløpstunnelen til kraftverket. I 2014 ble det utført inspeksjon av tilløpstunnelen og det ble oppdaget et området som ble ansett å være ustabil og derfor bør ettersikres innen få år.

Gjennom denne oppgaven er det undersøkt mulige årsaker til lekkasjen, og forsøkt å estimere størrelsen på den. Det er også utført stabilitetsanalyse av den antatt ustabile seksjonen av tilløpstunnelen.

## 1.2 FORMÅL OG METODE

Formålet med masteroppgaven er å undersøke og evaluere lekkasjen fra tilløpstunnelen til Holsbru kraftverk. Det blir vurdert om lekkasjen har oppstått på grunn av hydraulisk splitting i tunnelen, eller om den er knyttet til åpne sprekker i bergmassen. Denne vurderingen blir gjort på bakgrunn av analytiske teorier og numerisk modellering. Videre er det utført lekkasjeestimering basert på empiriske metoder, og estimatene er sammenlignet med lekkasje målt i felt. Tilslutt er det utført en stabilitetsanalyse av den ustabile seksjonen i tunnelen. Sikringstiltak er også modellert for å se hvilke tiltak som kan gjøre seksjonen stabil.

Det er gjennomført en litteraturstudie som danner bakgrunnen for teoriene og metodene benyttet i oppgaven. Litteraturen består av vitenskapelige artikler, rapporter og bøker skrevet om følgende tema:

- Bergmassens mekaniske egenskaper
- Klassifiseringssystemer og bruddkriterium

- Designprinsipper for uforete trykksjakter og -tunneler
- Spenningsindusert ustabilitet og potensial for hydraulisk splitting
- Bergmassens konduktivitet og lekkasje gjennom høytrykkstunneler
- Tilfeller av lekkasje i vannkraftanlegg, både i Norge og i Himalaya
- Stabilitet i vanntunneler

Det ble gjennomført feltkartlegging i området rundt tilløpstunnelen høsten 2015. Under kartlegging ble fokusert på sprekkers orientering, bergmassens kvalitet og lekkasjen ut i dagen. I tillegg ble det samlet inn to steinblokker. Steinprøvene ble senere testet i laboratoriet ved Institutt for geologi og bergteknikk ved NTNU.

### 1.3 UTVIKLING AV VANNKRAFT I NORGE

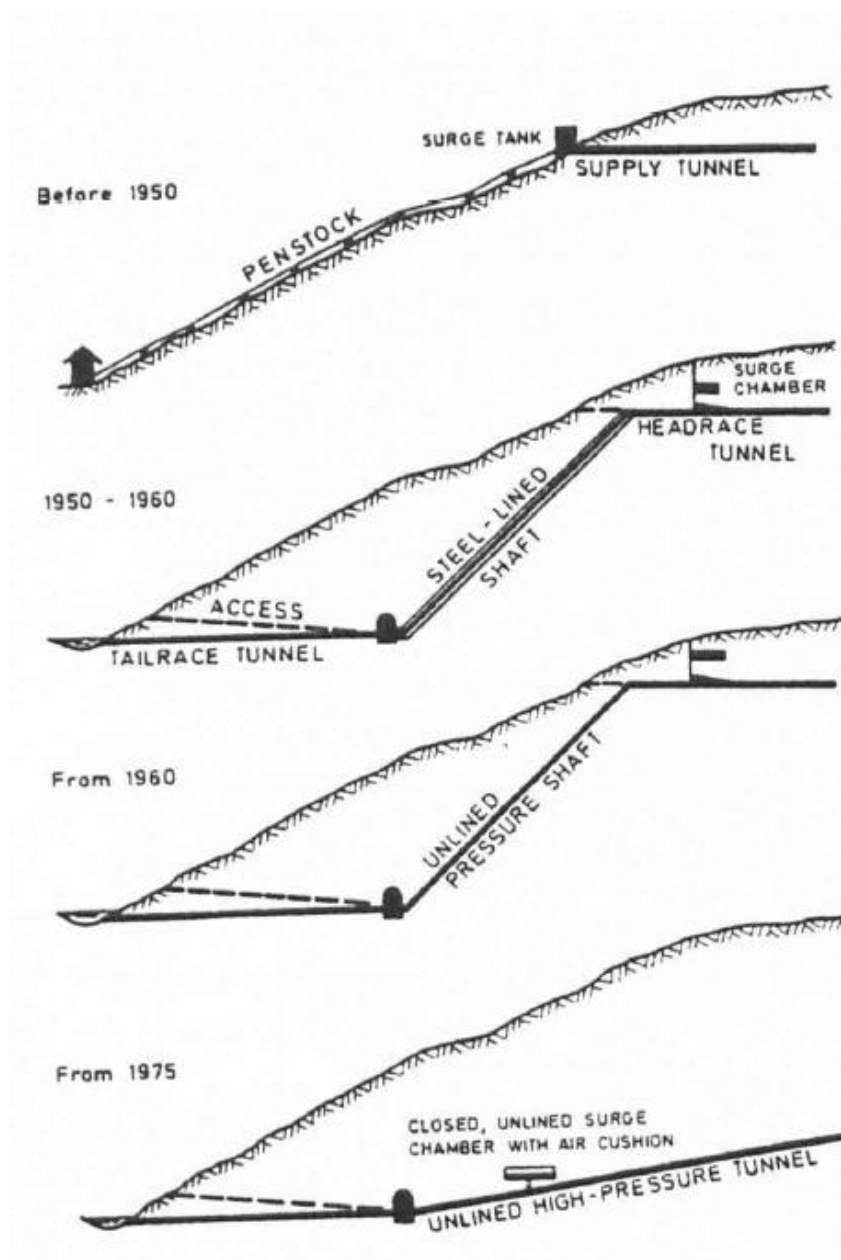
De topografiske forholdene i Norge legger godt til rette for vannkraftproduksjon (Broch, 1982). I dag dekkes mer enn 95 % av Norges strømbehov gjennom vannkraft. Produksjonen i 2014 var på 136 TWh (NVE, 2015).

Bergartene i Norge kan generelt klassifiseres som harde og kompetente med lav porøsitet. Dette muliggjør bygging av uforete trykksjakter og -tunneler. Ifølge Broch (2013) finnes er det 200 kraftstasjoner i fjell og over 4000 kilometer med vanntunneler i Norge.

Allerede rundt 1920 ble det bygget uforete trykksjakter og -tunneler. Bakgrunnen for denne måten å bygge på var mangel på stål etter 1.verdenskrig. De første trykksjaktene hadde noen problemer med lekkasje og stabilitet grunnet liten overdekning. Frem til 1950 var det vanlig med horisontal tilløpstunnel som gikk over i en rørgate av stål og videre ned til kraftstasjonen i dagen (Figur 1-1). Utover 1950-tallet ble kraftstasjon og trykksjakt drevet i fjell, og stålforing ble lagt inni trykksjaktene. I 1958 ble det drevet en uforet trykksjakt ved Tafjord K3, som markerte starten på uforete trykksjakter som konvensjonell metode ved driving av vannkrafttunneler. På starten av 1970-tallet kom det første luftputekammeret ved Driva kraftstasjon. Den bratte trykksjakten ble da erstattet med en slakere trykktunnel.

Opp gjennom historien har det ved flere anlegg oppstått lekkasjer i norske vanntunneler. Lekkasje er assosiert med stabilitetsproblem samtidig som det fører til økonomiske tap for kraftselskapet. Flere anlegg med uforete trykksjakter og -tunneler har hatt store lekkasjer som har krevd omfattende sikringstiltak (Nilsen & Broch, 2012)





Figur 1-1: Utvikling av kraftverksdesign i Norge (Broch, 1982).



## 2. HOLSBRU KRAFTVERK

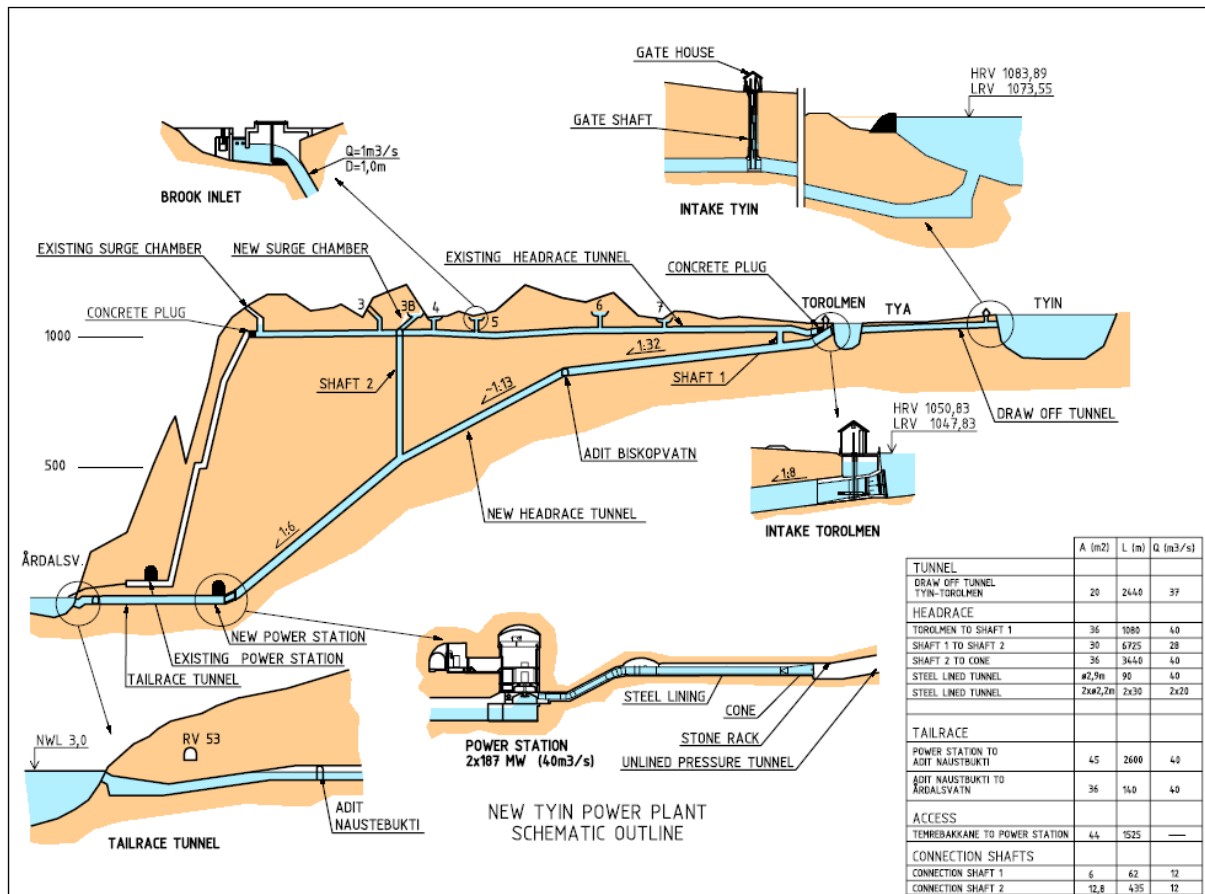
Holsbru kraftverk er Hydros nyeste kraftverk, og ligger i Øvre Årdal i Sogn og Fjordane. Kraftverket hadde produksjonsstart i 2012. Kraftstasjonen ble bygget i 1943 som en del av Tyin kraftverk. Åpningen av nye Tyin kraftverk i 2004, gjorde at den gamle kraftstasjonen ble stående ubrukt. Bakgrunnen for å fortsette drift på gamle Tyin kraftstasjon var å utnytte deler av vassdraget som ikke ble omfattet av Nye Tyin byggingen (Figur 2-1).

I konsesjonen for utbygging av nytt Tyin kraftverk, ble det gitt tillatelse til utnyttelse av Holsbruvatn og inntak av Skanseelvi og Engjesetbekken. Det var opprinnelig planlagt å bygge en pumpestasjon ved Holsbru for å pumpe vannet opp til inntaksmagasinet i Toroholmen. På grunn av økonomi og miljøhensyn, ble løsningen tatt ut av planene. Alternativet ble å føre vannet fra tilsigsområdet rundt Holsbru via et nytt tunnelsystem og ned til eksisterende kraftstasjon. I tillegg ble det bygget en overføring fra Rausdøla (Figur 2-2).

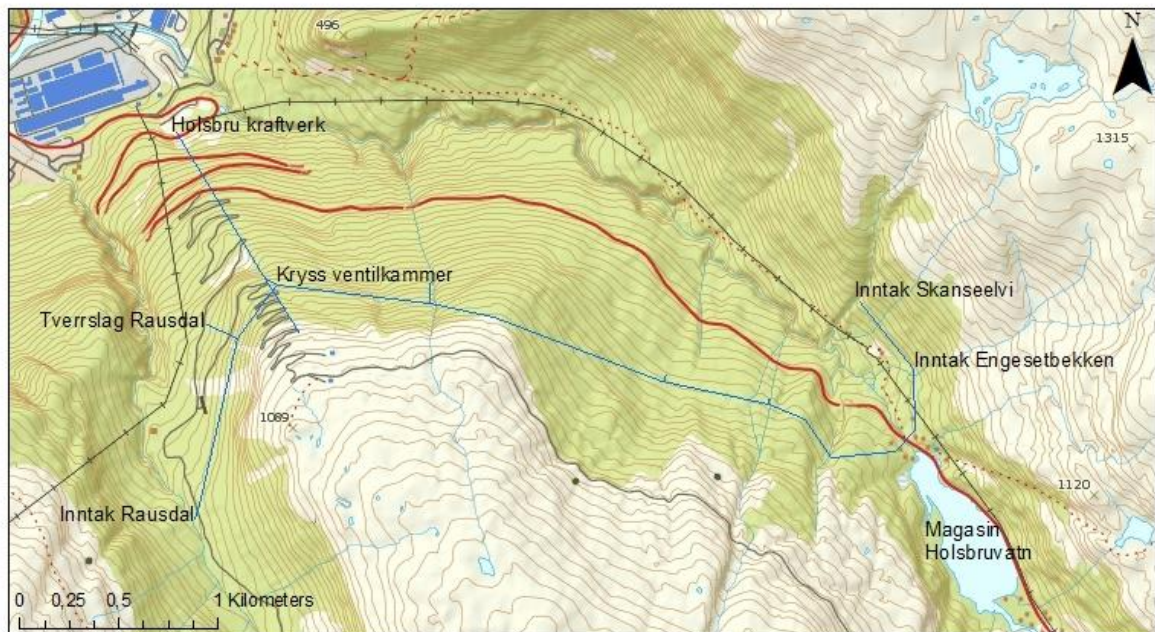
Holsbru kraftstasjon ligger omtrent 70 meter inn i fjellet med adkomst fra Hydro Aluminium fabrikkområde. Ved å benytte eksisterende infrastruktur og anlegg, ble det oppnådd relativt stor produksjonsøkning i forhold til inngrepene som krevdes (Hydro Energi marked, 2004). Nøkkeldata for Holsbru kraftverk er gitt i Tabell 2-1.

Tabell 2-1: Nøkkeldata for Holsbru kraftverk (Hydro Energi marked, 2004; Hydro, u.å.).

<b>Tunneler</b>	6 km tilløpstunnel, 18m <sup>2</sup>
<b>Turbiner</b>	2 Pelton turbiner
<b>Fallhøyde</b>	692 m
<b>Installert effekt</b>	48 MW
<b>Produksjon</b>	89 GWh/år
<b>Slukeevne</b>	8,6 m <sup>3</sup> /s
<b>Nedbørsfelt</b>	36,59 km <sup>2</sup>



Figur 2-1: Systemskisse for nytt og gammelt kraftverk (Hydro Energi marked, 2004).



Figur 2-2: Oversikt over vannveier i Holsbru Kraftverk.

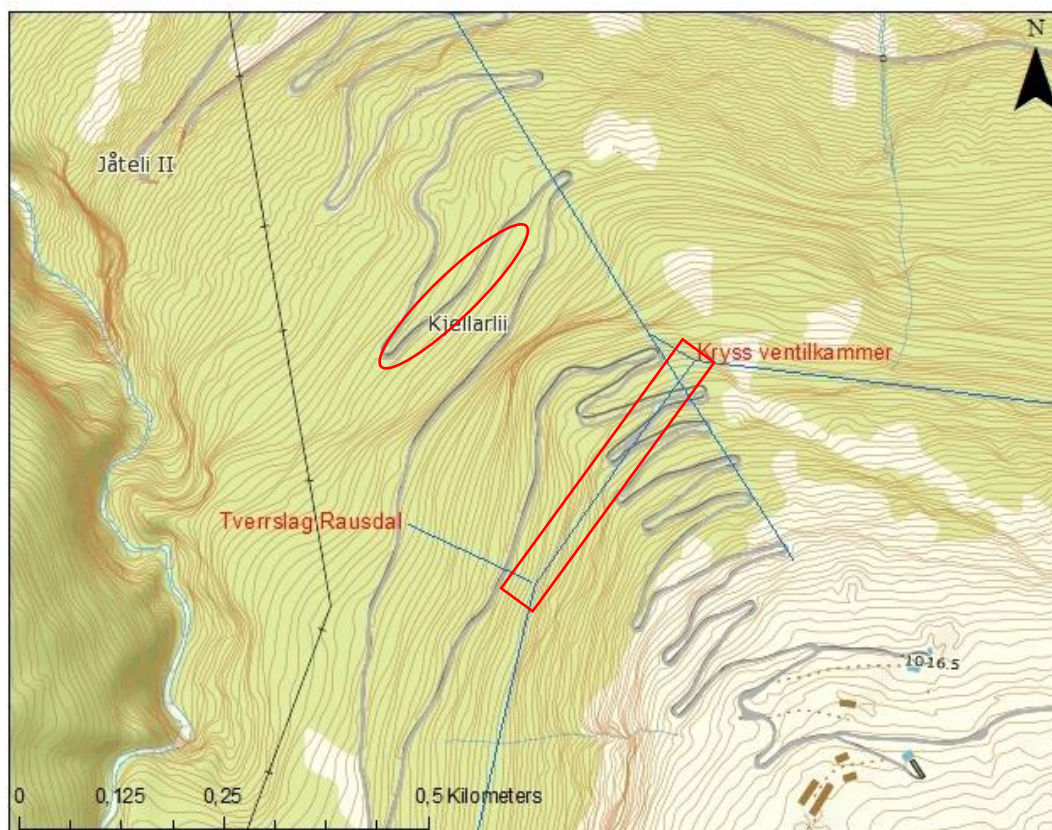
## 2.1 LEKKASJE

Høsten 2012 ble det oppdaget økt vannføring i en grøft langs anleggsveien opp til anlegget. Vannføringen er konstant uavhengig av nedbør og temperatur og varierer lite gjennom året. Sommeren 2013 ble det gjennomført en befarings i området. Det ble observert vann som rant ut under urmassene i dalsiden (Figur 2-3). Det ble etablert et v-overløp i grøften og vannføringen ble målt til relativt stabil rundt 18 l/s (Lund, 2013).

Basert på vannstandsmålinger vinteren 2013, ble det registrert at vannstanden i magasin Holsbruvatn sank når kraftverket stod. En kald og tørr vinter med lite tilsig, gjorde dette tydelig. Det betyr at det lekker ut en vannmengde som er større enn magasinendring pluss tilsig. Tall fra Hydro viser at lekkasjen registrert fra magasinet, tilsiget tatt i betraktning, er mellom 65 og 100 l/s (Hjukse, 2016).

Det ble gjort forsøk på å tette lekkasjen i tilløpstunnelen fra Rausdal ved hjelp av muring. Sagflis ble tippet i inntaket i Rausdalen. Tanken var at flisen skulle tette sprekkene som fører vann. Ved befarings i 2014 ble det observert at sagflisen hadde falt til bunnen av tunnelen før den nådde det potensielle lekkasjeområdet. Forklaringen var at sagflisen som ble benyttet var for fuktig, og dermed sank for raskt (Lund, 2014).

På grunn av topografien i området og punktene hvor det er observert lekkasje, antas det at vannet lekker ut en plass mellom tverrslag Rausdal og krysset ved ventilkammer. Det er denne delen av tunnelen som er undersøkt i oppgaven (Figur 2-3).



Figur 2-3: Oversikt over området som er undersøkt. Rød runding indikerer området der det er observert vann som kommer ut under urmassene. Rød firkant viser delen av tunnelen som er undersøkt i denne oppgaven.

## 2.2 INGENIØRGEOLOGISKE FORHOLD

### 2.2.1 GEOLOGI

Under den kaledonske fjellkjedefoldningen ble Laurentia platen skjøvet inn over Baltika platen i en sørøstlig retning noe som førte til at flere skyvedekker ble stablet på hverandre. Tunnelsystemet ved Holsbru kraftverk ligger i Jotundekkekomplekset, som er et sett av skyvedekker bestående av kontinentalskorpe. Under Jotundekke finnes fyllitter og kvartsitter, og nederst er det stedeagne grunnfjellet bestående av gneiser (Lutro & Tveten, 1996).

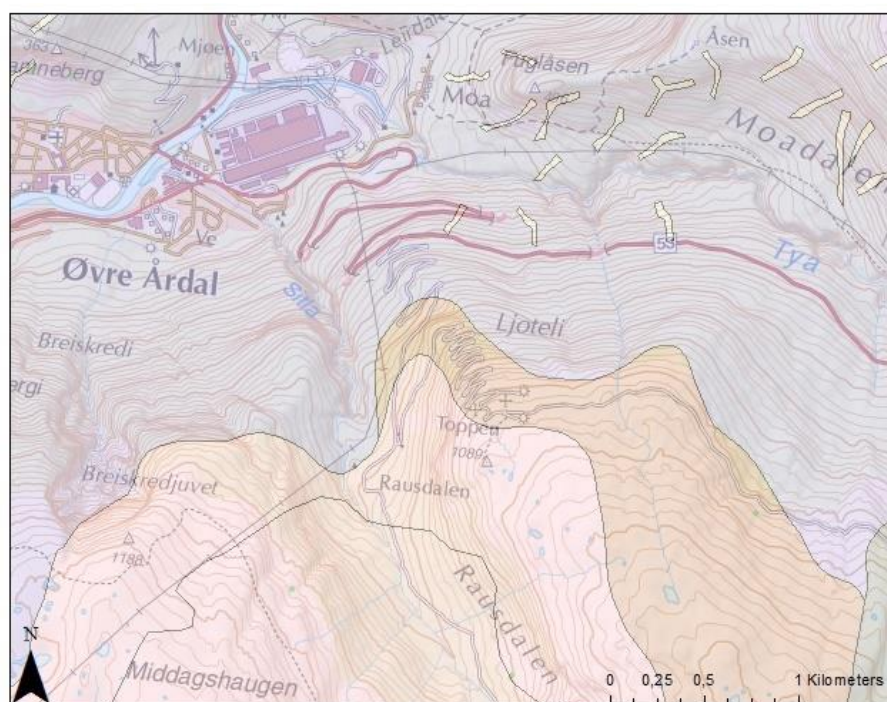
Jotundekket er gjennomskåret av flere skjærsoner der Lærdal-Gjende forkastningen er den mest fremtredende med fall 10-30° mot nordvest (Lutro & Tveten, 1996). Bergartene har gjennomgått flere faser med deformasjon og metamorfose (Lundmark & Corfu, 2007).

Den øvre delen av Jotundekket består av høymetamorfe dypbergarter som gabbro, anortositt og pyroksengranulitt. Disse ble omdannet for omtrent 900 millioner år siden. Den vanligste bergarten er pyroksengranulitt som inneholder feltspat og pyroksen. Den underste delen av



Jotundekket består av gneiser (Lutro & Tveten, 1996). I området finnes det intrusjoner av granodioritt (887 mill.år) i pyroksengranulitten (Koestler, 1982).

Berggrunnskartet fra NGU viser at bergmassen i området består av mørk pyroksengranulitt, mørk amfibolitt og intrusjoner av granodioritt (Figur 2-4)(NGU, 2016a). Tilløpstunnelen fra Rausdal synes å ligge i granulittiske bergarter (Lund, 2008).



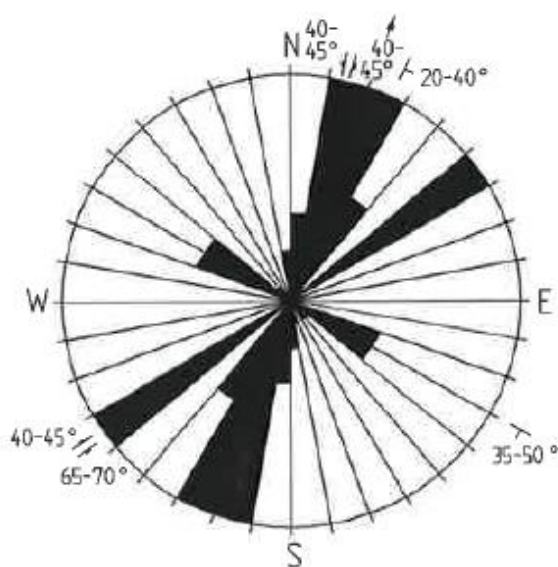
#### Tegnforklaring

- Mørk pyroksengranulitt
- Granatamfibolitt, mørk amfibolitt
- Pyroksengranulitt (retrogradert)
- Granodioritt

Figur 2-4: Berggrunnskart over området (NGU, 2016a).

### 2.2.2 BERGMASSEN

I forkant av driving av tilløpstunnelen fra Rausdal, ble det ikke gjennomført detaljert geologisk kartlegging utover det som ble utført i forkant av bygging av nye Tyin kraftstasjon. Det var forventet lite oppsprekking av bergmassen med unntak av rundt svakhetssonene (Lund, 2008). Strøk og fallmålinger fra området er vist i sprekkerosen i Figur 2-5.



Figur 2-5: Oppsprekking i området rundt trykksjakten til nye Tyin kraftverk (Kjølberg, 1998).

Det er kartlagt to foliasjonsretninger, N010-130°Ø med fall 20-40° mot vest og N110-130°Ø med fall 35-50° mot sørvest. Den førstnevnte representerer også strøkretningen på hovedsprekkesettet som faller på 40-45° mot øst og mot vest. Observasjoner gjort langs anleggsveien opp til Toppen (1089 moh.) viser at hovedsprekkeretningen her har et steilere fall på mellom 70-80° (Kjølberg, 1998).

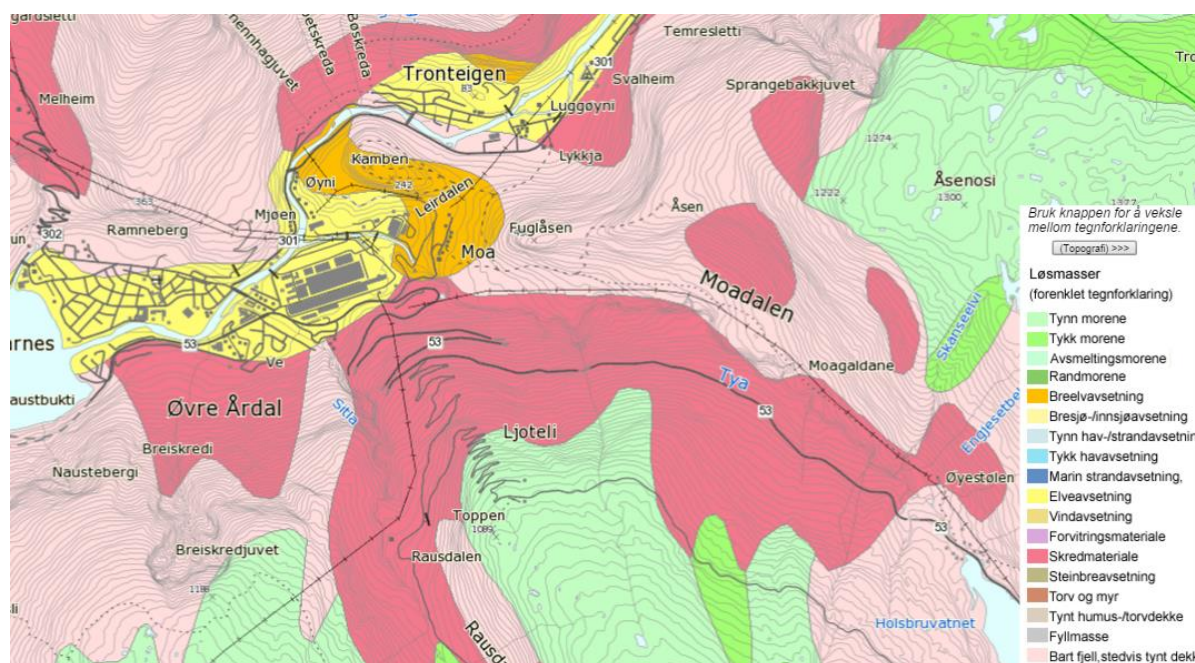
### 2.2.3 SVAKHETSSONER

Ingeniørgeologisk rapport fra 2008 peker på flere mindre forkastninger som krysser tilløpstunnelen fra Holsbruvatnet. I rapporten nevnes det ikke noen svakhetssoner langs tilløpstunnelen fra Rausdal, men det er tegnet inn en antatt svakhetsone som skjærer inn i toppen av fjellet på det ingeniørgeologiske kartet (Lund, 2008).

### 2.2.4 TOPOGRAFI OG LØSMASSER

Tunnelsystemet er lokalisert rundt 700 meter over havet. Over dette reiser fjellene i sør seg opp mot 13-1400 moh. Dalsiden ned mot Øvre Årdal (3 moh) er bratt og uregelmessig, og stedvis dekket av mektige rasurer. På fjellplatåene er overflaten dekket med morenemateriale. I dalbunnen er det breelv- og elveavsetninger (Figur 2-6)(NGU, 2016c). Langs elva Rausdøla er det markerte kløfter.





Figur 2-6: Løsmassekart over området (NGU, 2016c).

### 2.2.5 BERGSPENNINGER

Det er ikke foretatt noen bergspenningsmålinger i forbindelse med byggingen av Holsbru kraftverk. Det foreligger spenningsmålinger fra adkomsttunnelen til Tyin kraftverk, utført i 2002. I forkant av driving av tilløpstunnelen ble det antatt sprakefjell ved driving parallelt med dalsiden. Dette ble forventet på grunnlag av erfaringer fra driving av nye Tyin kraftverk (Lund, 2008).

### 2.2.6 VANNLEKKASJE

Det var ikke forventet noe problem med vanninnbrudd i tunnelene, men det kunne være aktuelt med forinjeksjon gjennom enkelte svakhetssoner (Lund, 2008).

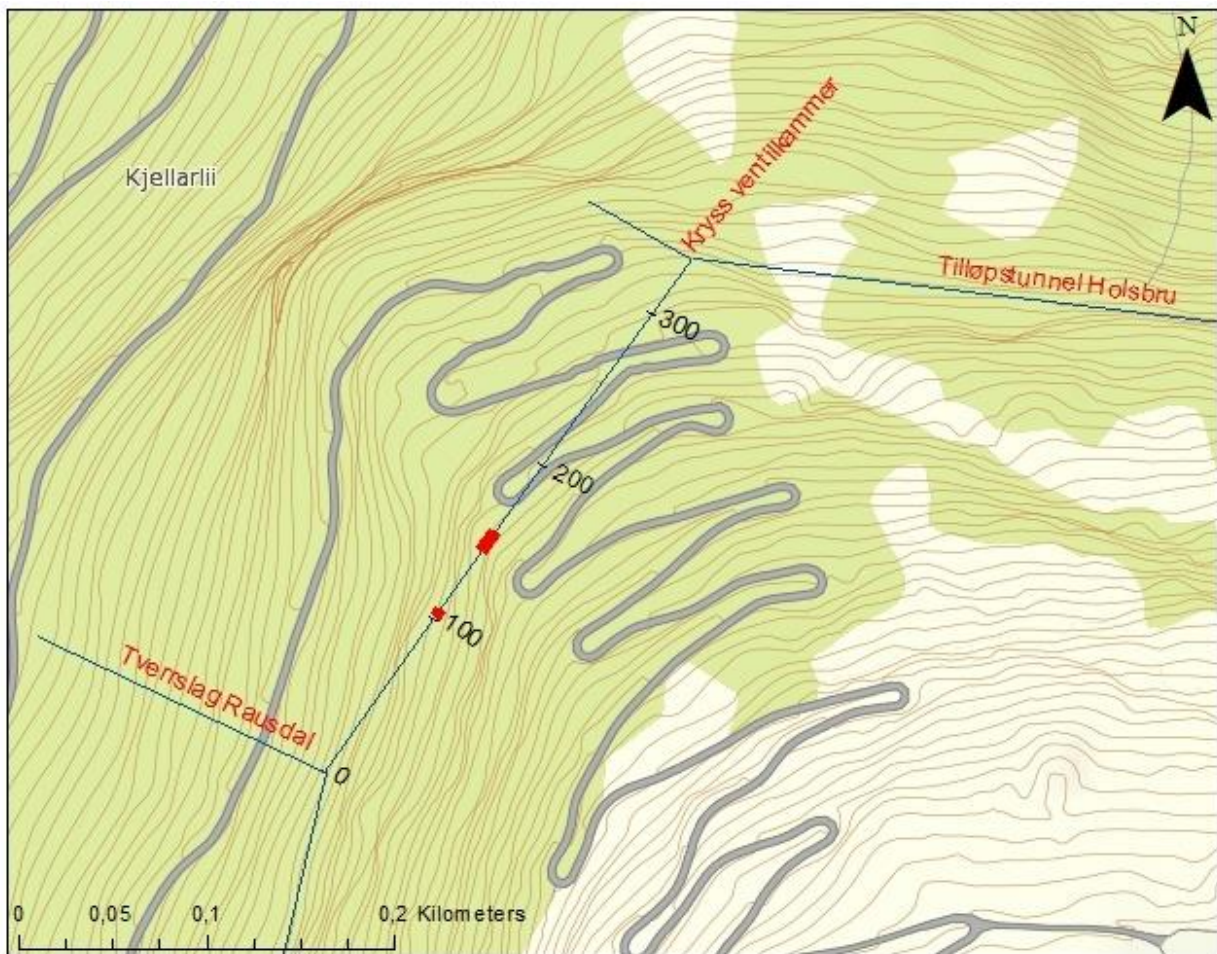
## 2.3 ERFARING FRA DRIVING AV TILLØPSTUNNEL

Driving av tilløpstunnelen fra Rausdal ble påbegynt i oktober 2010, og avsluttet et år senere. Det ble drevet i to retninger fra tverrslag Rausdal, en mot Rausdøla og en mot ventilkammeret og videre mot Holsbru.

Generelt er oppsprekkingsgraden moderat. Hovedutfordringen under driving var borevansker på grunn av leirslepper, særlig fra pel 125-180 meter (regnet fra tverrslag mot ventilkammer) (Hæhre entreprenør AS, 2012). Hele tunnelen ble sikret med sprøytebetong ned til 2-3 meter over sålen. Mellom pel 101-104 meter ble det installert ekstra sikring (Figur 2-7). I denne sonen ble det sprøytet helt ned til sålen med 8 cm fiberarmert sprøytebetong. Mellom pel 152-164

meter ble det boltet systematisk med c/c 2 meter, fra 1,5 meter over sålen. Boltene er fullt innstøpte kamstålbolter med sfæriske skiver, diameter 20 mm og lengde 4 meter. I tillegg ble det sprøytet ned til sålen med 10 cm sprøytebetong (Halvorsen, 2011).

Under driving av tilløpstunnelen fra Holsbruvatn til krysset ved ventilkammer og mellom tverrslag og inntak i Rausdalen, forekom det noe sprakeaktivitet. Det ble ikke registrert problem med sprakeberg mellom tverrslag Rausdal og krysset ved ventilkammeret (Hæhre entreprenør AS, 2012).



Figur 2-7: Tilløpstunnelen mellom tverrslag Rausdal og krysset til ventilkammer. Røde bokser viser områdene det ble satt inn ekstra sikring. Pel nummer er tegnet inn målt i horisontal lengde (m) fra tverrslaget i Rausdal.

### 3. BERGMASSENS EGENSKAPER

En bergart består av et eller flere mineraler med ulike egenskaper. Bergartens karakteristikk er derfor avhengig av fordelingen av, og egenskapene til de ulike mineralene. Det er viktig å skille mellom intakt berg og bergmasse. En bergmasse inneholder diskontinuiteter og sprekker, og de fysiske og mekaniske egenskapene er forskjellig fra den intakte bergarten (Nilsen & Palmstrøm, 2000).

Ved driving av bergrom nær overflaten er de strukturgeologiske faktorene av betydning. Styrken til intakt berg, sprekkeavstand, sprekkeforhold, sprekkeorientering og grunnvannsforhold er alle faktorer som er avgjørende for stabiliteten. Ved driving på større dyp har bergmassens respons på spenningsforholdene en større betydning (Hoek & Brown, 1980).

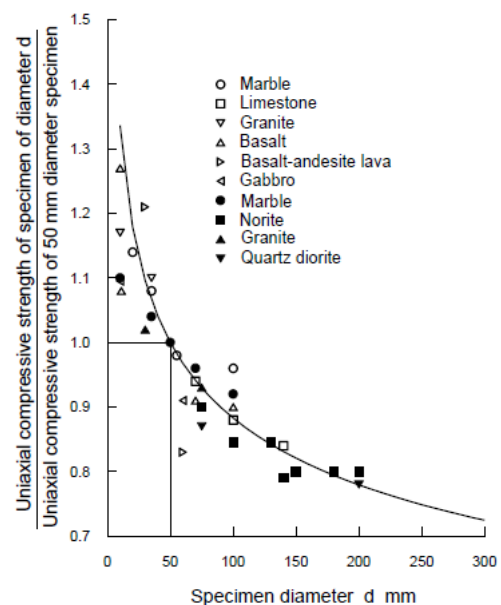
I dette kapittelet presenteres faktorer som har påvirkning på stabiliteten rundt en tunnel eller et bergrom. Først presenteres faktorer knyttet til bergmassens kvalitet, deretter blir mekaniske prosesser i form av bergspenninger og grunnvann gjennomgått.

#### 3.1 BERGMASSEKVALITET

En bergmasse er et kompleks materiale med store variasjoner innad i massen. Den består av deler av intakt berg som er separert av geologiske diskontinuiteter (Bieniawski, 1989). Bergmassens kvalitet er knyttet til bergets styrke, deformasjonsevne, anisotropi, diskontinuiteter og forvitring (Panthi, 2006).

##### 3.1.1 BERGMASSENS STYRKE

Bergmassens styrke er evnen til å motstå spenning og deformasjon (Panthi, 2006). Styrken er avhengig av størrelsen på prøvestykket som betraktes (Figur 3-1). En håndprøve av intakt berg, vil ha høyere styrke enn bergmassen den stammer fra. Det er fordi det i en bergmasse vil det være diskontinuiteter, foliasjon og forvitring som reduserer styrken (Hoek & Brown, 1997). Grad av metamorfose påvirker også den størrelses avhengige styrken. I krystalline, uforvitret bergarter, vil størrelseseffekten ha mindre



Figur 3-1: Påvirkning av prøvestykkets størrelse på styrken til intakt berg (Hoek, 2007)



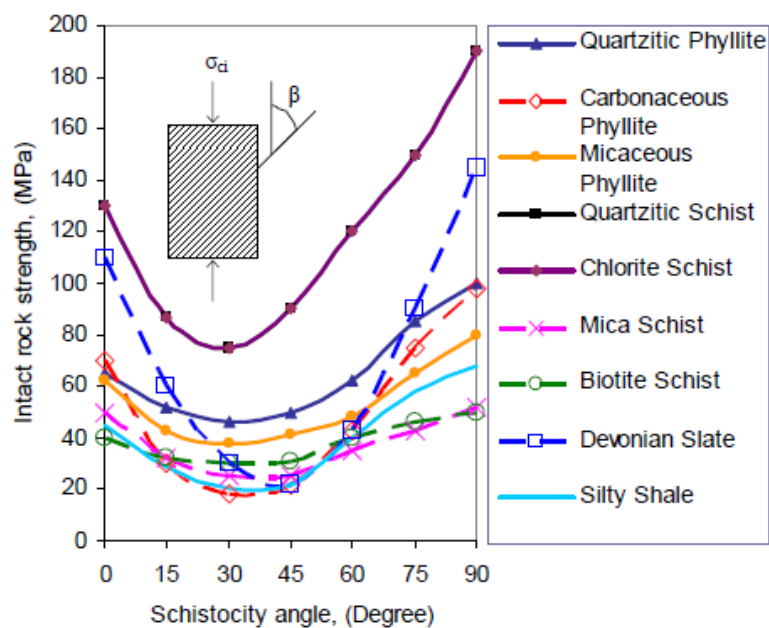
betydning, mens for skifrige, folierte og deformerte bergarter, vil den ha stor betydning (Panthi, 2006).

For å ta hensyn til påvirkningen av prøvestørrelse, er publiserte styrkedata analysert av Hoek og Brown (1980). Det ble foreslått en korrelasjon mellom enaksiell trykkfasthet med diameter  $d$  og enaksiell trykkfasthet med diameter 50 mm (Formel 3.1)(Hoek & Brown, 1980).

$$\sigma_{cd} = \sigma_{c50} \left( \frac{50}{d} \right)^{0,18} \quad (3.1)$$

En vannmettet bergartsprøve vil ha lavere styrke enn en tørr, på grunn av oppbygging av poretrykk i bergarten (Myrvang, 2001). Ideelt sett bør bergartsprøven ha et vanninnhold likt bergmassen som skal vurderes når den testes (Hoek & Brown, 1980).

Folierte, skifrige og lagdelte bergarter vil resultere i en anisotropisk styrke i bergmassen. Den enaksielle styrken er minst når skifrihetsplanet er orientert  $30^\circ$  fra lastretningen (Figur 3-2).



Figur 3-2: Enaksiell styrke i forhold til vinkelen til skifrihetsplanet (Panthi, 2006).

Brudd oppstår langs periferien av et bergrom når de induserte spenningene overgår bergmassens styrke (Hoek, Carranza-Torres & Corkum, 2002). For å kunne si noe om når brudd vil oppstå, er det derfor vesentlig å ha en verdi for bergmassens styrke. Estimering av bergmassens styrke i felt eller på laboratoriet er en krevende prosess. Flere forfattere har derfor foreslått empiriske formler som kan estimere den. De mest brukte formlene er basert på Bieniawskis RMR-system, Hoek-Browns forhold og Bartons Q-verdi korrelasjon (Tabell 3-1).

Tabell 3-1: Empiriske formler for estimering av bergmassens styrke.

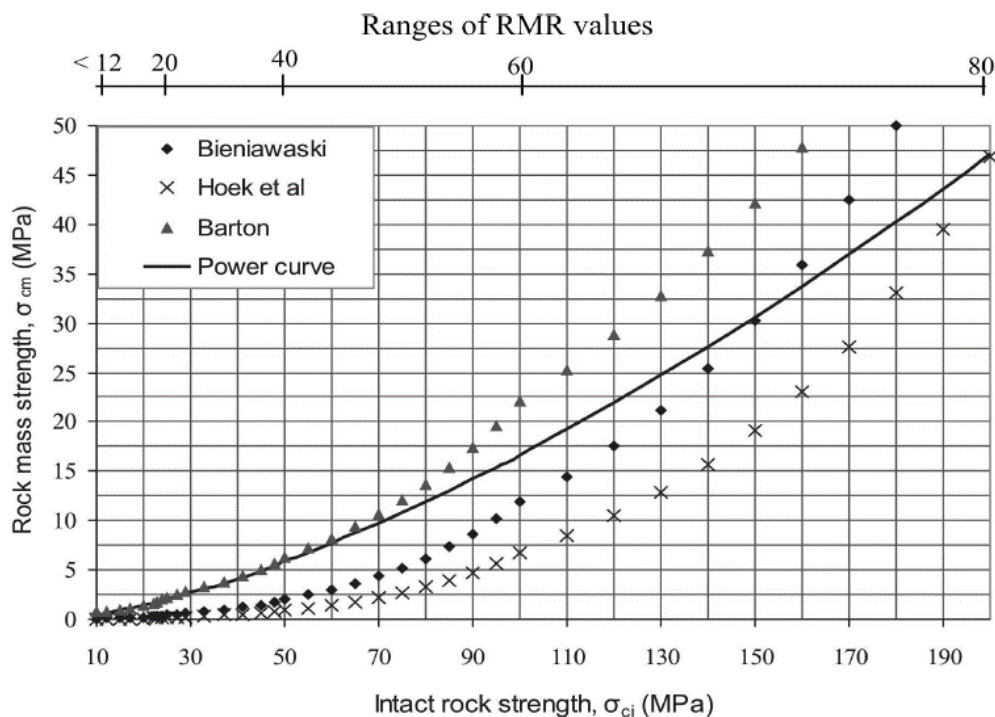
Forfatter	Estimert styrke på bergmassen
(Bieniawski, 1993)	$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} * \exp\left[\frac{RMR - 100}{18,75}\right]$
Hoek, Carranza-Torres og Corkum (2002), Hoek (1994)	$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} * s^a = \sigma_{ci} * \left[\exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)\right]^a = \sigma_{ci} * \left[\exp\frac{RMR - 105}{9}\right]^a$
Barton (2002)	$\sigma_{cm} = 5\gamma * Q_c^{\frac{1}{3}} = 5\gamma * \left[\frac{\sigma_{ci}}{100} * Q\right]^{\frac{1}{3}} = 5\gamma * \left[\frac{\sigma_{ci}}{100} * 10^{\frac{RMR-50}{15}}\right]^{\frac{1}{3}}$

I formlene er  $\sigma_{cm}$  bergmassens kompressive styrke i MPa,  $\sigma_{ci}$  er enaksiell trykkfasthet for intakt berg (50 mm kjerne),  $RMR$  er Bieniawskis klassifiseringssystem,  $s$  og  $a$  er konstanter i Hoek-Brown kriteriet,  $GSI$  er «geological strength index»,  $\gamma$  er bergets tetthet i tonn/m<sup>3</sup>, og  $Q$  er bergmassekvalitet etter Barton.

Panthi (2006) foreslår en empirisk formel for å estimere bergmassens styrke basert på de empiriske formlene i tabellen over:

$$\sigma_{cm} = \frac{\sigma_{ci}^{1,5}}{60} \quad (3.2)$$

Formel 3.2 definerer kurven i Figur 3-3 som best beskriver forholdet.

Figur 3-3: Korrelasjon mellom styrke på intakt berg ( $\sigma_{ci}$ ) og bergmassen ( $\sigma_{cm}$ ) (Panthi, 2006).

Formelen kan ifølge Panthi (2006) benyttes som et omtrentlig estimat for bergmassens styrke i svake, skifrige, folierte og anisotropiske bergarter av sedimentær eller metamorf opprinnelse. For isotropiske, massive og krystallinske bergarter kan bergmassens styrke settes til halvparten av intakt bergarts styrke (Panthi, 2006).

### 3.1.2 BERGMASSENS DEFORMASJONSEVNE

Deformasjonsevnen er en av de viktigste parameterne som påvirker en bergmasses oppførsel. Bergmassens deformasjonsevne karakteriseres ved en modulus som beskriver sammenhengen mellom påført last og deformasjonen det resulterer i (Bieniawski, 1978). En oppsprukket bergmasse oppfører seg ikke alltid elastisk og derfor benyttes deformasjonsmodulus fremfor elastisitetsmodulus eller Youngs modulus (Palmström & Singh, 2001).

ISRM definerer deformasjonsmodulus ( $E_m$ ) for en bergmasse som forholdet mellom spenning og tilhørende tøyning under påføring av last på en bergmasse. Både elastisk og uelastisk oppførsel inkluderes. Elastisitetsmodulusen ( $E_{em}$ ) tar kun hensyn til den elastiske oppførselen (Palmström & Singh, 2001). Deformasjonsmodulus til en oppsprukket bergmasse vil være lav i forhold til deformasjonsmodulus til intakt berg (Hudson & Harrison, 1997).

Det finnes ulike in-situ tester for å måle deformasjonsmodulus. Felles for disse er at de er dyre, tidkrevende og vanskelige å gjennomføre. Resultatene har også vist store variasjoner med hensyn til metode og utførelse (Bieniawski, 1978). Det er derfor vanlig å estimere deformasjonsmodulus indirekte, gjennom observasjon av ulike parametere som er lett tilgjengelige til en rimelig kostnad (Palmström & Singh, 2001).

Basert på tre studier der deformasjonsmodulus er testet in-situ, presenterte Bieniawski (1978) en ligning der  $E_m$  estimeres basert på RMR klassifisering (Formel 3.3). Feilmarginene i forhold til de direkte testene er på 18,2 %. Denne korrelasjonen gjelder for RMR-verdier over 50.

$$E_m = 2RMR - 100 \quad (3.3)$$

Serafim og Pereira (1983) supplerte i 1983 studiene med resultater der RMR-verdien var under 50. Dette førte til en ny korrelasjon for bergmasser med en lavere RMR-verdi enn 50 (Formel 3.4).

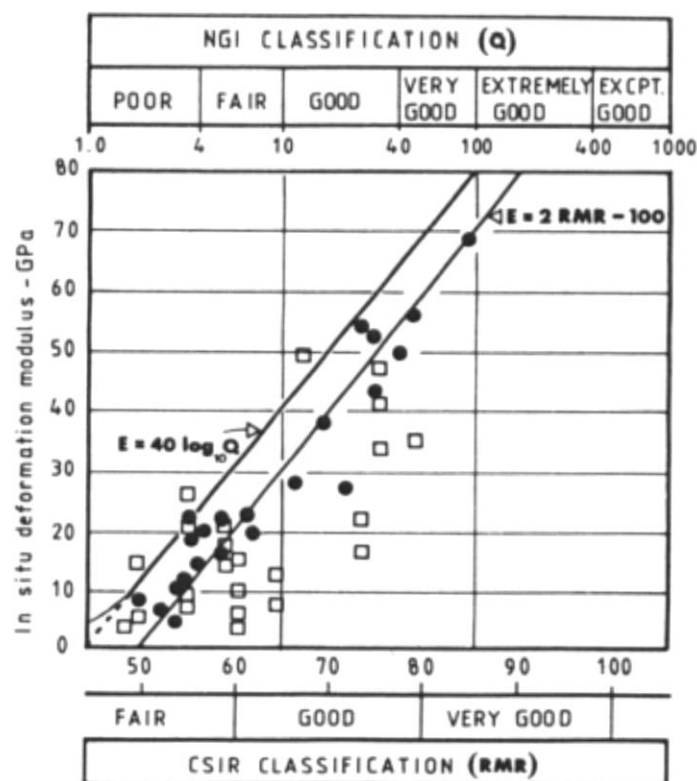
$$E_m = 10^{\frac{(RMR-10)}{40}} \quad (3.4)$$

Deformasjonsmodulus kan også estimeres basert på Q-verdi, dersom Q-verdien er over 1 (Formel 3.5).

$$E_m = 25 \log_{10} Q \quad (3.5)$$

Dette forholdet har vist god korrelasjon med målte deformasjoner funnet i numeriske analyser. Det må videre forventes at deformasjonsmodulusen kan variere fra  $10\log_{10}Q$  til  $40\log_{10}Q$ . (Grimstad & Barton, 1993). I følge Palmström og Singh (2001) bør denne korrelasjonen kun benyttes ved sterke, massive bergarter med en intakt styrke over 150 MPa.

Figur 3-4 viser at ved å benytte to klassifiseringssystemer blir estimatet for deformasjonsmodulus relativt bra. Dette har en lavere kostnad og krever mindre tid enn å gjennomføre direkte in-situ tester.



Figur 3-4: Estimering av deformasjonsmodulus basert på RMR- og Q-systemet (Barton et al., 1980).

Panthi (2006) foreslår en formel som gjør det mulig å relatere bergmassens deformasjonsmodulus ( $E_m$ ) til styrken til intakt berg ( $\sigma_{ci}$ ) og deformasjonsmodulus til intakt berg ( $E_{ci}$ ). Dette er mulig fordi i isotrope, homogene og massive bergmasser vil forholdet mellom bergmassens styrke og styrken til intakt berg være likt som forholdet mellom bergmassens deformasjonsmodulus og deformasjonsmodulusen til intakt berg:

$$E_m = E_{ci} * \left( \frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{ci}} \right) \quad (3.6)$$

Ved å sette Formel 3.2 inn i Formel 3.6, kan bergmassens deformasjonsmodulus estimeres basert på styrke og deformasjonsmodulus til intakt berg:

$$E_m = \frac{1}{60} * E_{ci} * \sigma_{ci}^{0,5} \quad (3.7)$$

Formel 3.7 bør ifølge Panthi (2006) benyttes ved folierte og lagdelte bergmasser med lav trykkfasthet. For massive og isotrope bergmasser med høy trykkfasthet, bør bergmassens deformasjonsmodulus settes til 50 % av deformasjonsmodulus til intakt berg (Palmström & Singh, 2001).

### 3.1.3 DISKONTINUITETER

Diskontinuiteter er strukturelle trekk som endrer homogeniteten i en bergmasse (Nilsen & Palmström, 2000). In-situ bergmassens egenskaper er derfor i stor grad bestemt av diskontinuitetenes egenskaper (Nilsen & Thidemann, 1993). Detaljert kartlegging av diskontinuiteter i tillegg til selve bergmassen vil gi verdifull informasjon ved driving av tunneler og bergrom. Selv om forholdene inne i bergmassen vil være annerledes, kan dataene ekstrapoleres for å gi et inntrykk av forventet forhold (ISRM, 1978b; Nilsen & Thidemann, 1993).

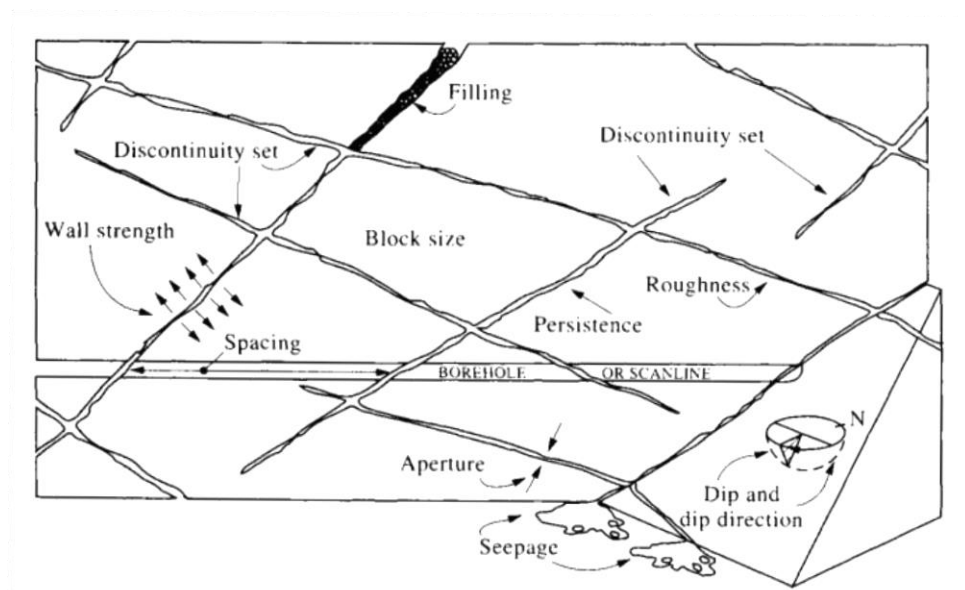
Ifølge ISRM (1978b) er diskontinuitet den generelle betegnelsen på mekaniske diskontinuiteter i en bergmasse som har liten eller ingen tensil styrke. Det inkluderer sprekker, lagdeling, svakhetsplan og forkastninger. De fleste diskontinuitetene er dannet som et resultat av tektonisk aktivitet. Diskontinuitetene deles inn i to hovedgrupper: *sprekker* og *svakhetssoner* (Nilsen & Palmström, 2000).

*Sprekker* defineres med at det ikke er synlige tegn på bevegelse langs planet. En gruppe av parallelle sprekker kalles sprekesett. Flere sprekesett kan krysse hverandre og danne et sprekesystem. Sprekker kan være åpne, tette eller ha innfylling. Sprekker dannes gjerne langs foliasjon, lagdeling eller kløv (ISRM, 1978b).

En *svakhetszone* kan være en forkastning eller en bruddsone hvor det har vært synlig bevegelse. På grunn av skjærbevegelsen er planene gjerne polerte og glatte. Bergartene på begge sider av svakhetssonen er ofte nedknust og omdannet (ISRM, 1978b).

Ved kartlegging av diskontinuiteter bør følgende parameterne vurderes: orientering, sprekeruhet, sprekefylling, sprekesett og sprekeavstand (Figur 3-5). I de følgende avsnittene er det gitt en kort gjennomgang av parameterne.



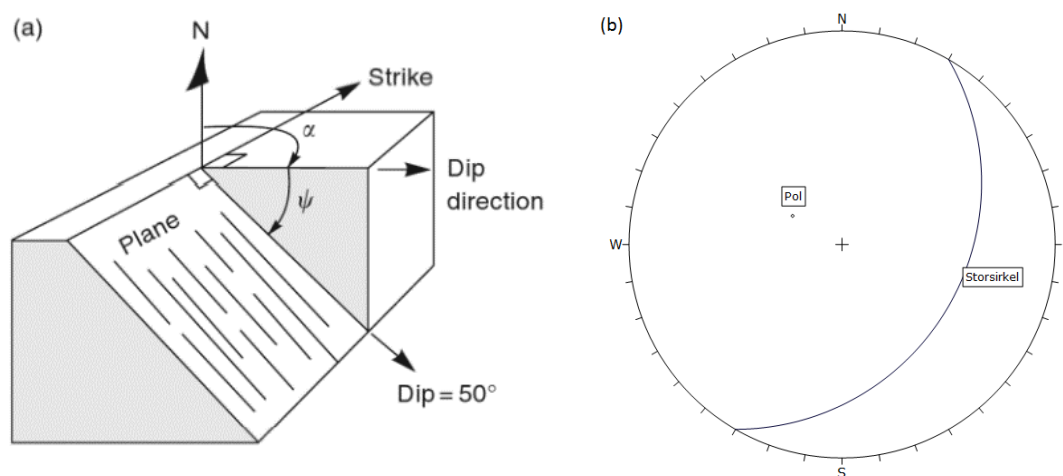


Figur 3-5: Diskontinuiteters geometriske egenskaper i en bergmasse (Hudson & Harrison, 1997).

### Orientering:

Orienteringen til en diskontinuitet angis ved strøk og fall, eller fall og fallretning. Ved å kartlegge orienteringen i dagen, kan diskontinuiteten ekstrapoleres ned i dypet, og det kan vurderes om den vil gi utfordringer ved driving av tunneler eller bergrom.

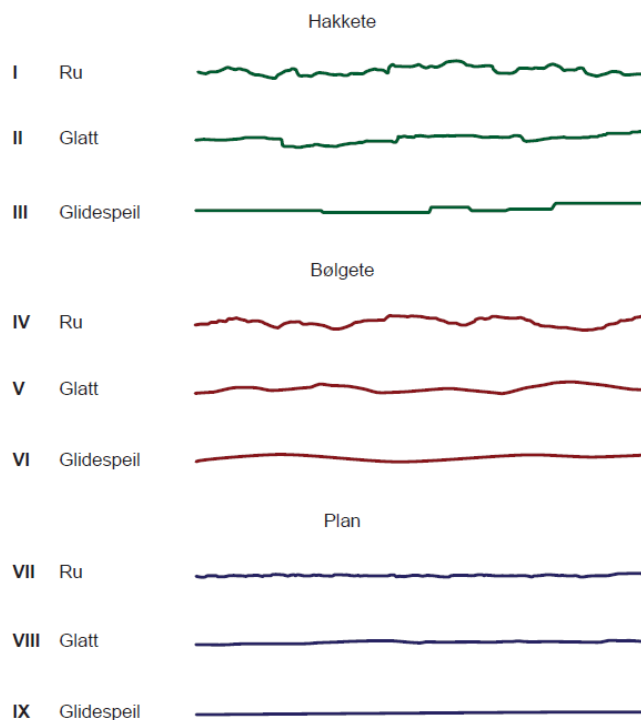
Strøket representerer skjæringslinjen mellom planet som betraktes og horisontalplanet. Fallet er den maksimale vinkelen mellom planet og horisontalplanet (vinkel  $\Psi$  i Figur 3-6a). Fallretning er retningen på fallet målt med klokken fra nord (vinkel  $\alpha$  i Figur 3-6a). Resultatene av målingene presenteres i stereonett (Figur 3-6b). Ved hjelp av stereografisk projeksjon er det mulig å presentere og analysere tredimensjonale data i to dimensjoner (Wyllie & Mah, 2004).



Figur 3-6: Terminologi for orienteringen til en diskontinuitet (a)(Wyllie & Mah, 2004). Plan plottet i nedre halv-kuleprojeksjon i stereonett (b).

### Sprekkeruhet:

Ruheten på sprekkeplan deles inn i storskala og småskala. Storskalaruhet måles ved å legge en 1 meter lang linjal på sprekkeflaten for å måle amplituden. Overflaten beskrives som hakkete, bølgete eller plan. Videre bestemmes småskalaruheten ved å kjenne på overflaten med hånden og den beskrives som ru, glatt eller glidespeil (Figur 3-7)(NGI, 2015).



Figur 3-7: Ruhetsprofil (NGI, 2015)

### Sprekkefylling:

Innfylling i sprekken er sammen med sprekkeruhet avgjørende for friksjon langs diskontinuiteten. Det innfylte materialet kan bestå av blant annet kalsitt, kloritt, talk, silt eller leire (ISRM, 1978b). Leirmineral vil redusere permeabiliteten langs sprekken, men kan samtidig føre til ustabilitet dersom det er svellende. Innfylling med harde mineraler som kvarts og epidot vil øke skjærstyrken langs sprekken (NGI, 2015). Det bør registreres type materiale, kornstørrelse, vanninnhold, permeabilitet, tykkelse og ruhet langs sprekkplanene (ISRM, 1978b).

### Sprekkesett:

Antall sprekkesett bestemmer i stor grad bergmassens mekaniske oppførsel. Flere sprekkesett med liten sprekkavstand vil føre til mange skjæringspunkt og mulig avløsning av blokker (ISRM, 1978b). Vann kan også migrere fra ett sprekkesett til ett annet.

### Sprekkeavstand og blokkstørrelse:

Sprekkeavstand er avstanden mellom sprekker i samme sprekkesett og den avgjør størrelsen på de individuelle blokkene. Sprekkeavstanden har stor betydning for bergmassens permeabilitet og mulighet for lekkasje. Den hydrauliske konduktiviteten til et sprekkesett vil være omvendt proporsjonal med sprekkavstanden (ISRM, 1978b).

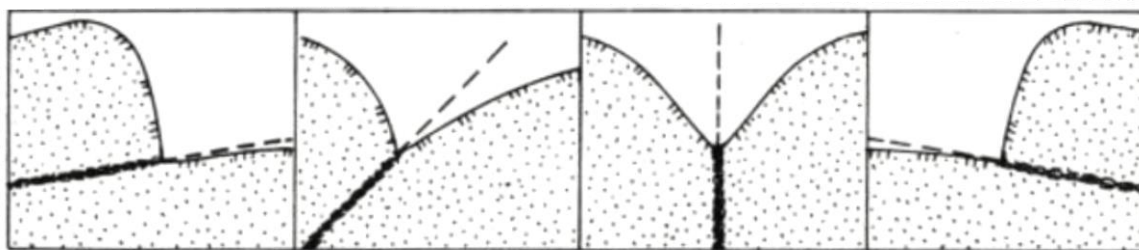
### ***Svakhetssoner og forkastninger***

Innenfor ingeniørgeologi deles gjerne svakhetssoner og forkastninger inn i *svake bergartslag* og *tektoniske bruddsoner* (Nilsen & Broch, 2012)

*Svake bergartslag* er lag som er svakere enn omkringliggende berg på grunn av tilstedeværelse av svake mineral som leire, talk, grafitt eller glimmer, eller material som har blitt svakere på grunn av forvitring (Nilsen & Thidemann, 1993). Det svake laget er ofte impermeabelt og homogent, og stabilitetsproblemer er relatert til skvising på grunn av liten lastbærende kapasitet i bergmassen (Panthi, 2006).

*Tektoniske bruddsoner* er knusningssoner dannet som et resultat av skjærbevegelse. Kjernen av sonen er ofte oppknust og består av silt og leire. I overgangen mellom kjernen og intakt berg, er bergmassen veldig oppsprukket. Svakhetssoner og forkastninger er ofte permeable og inhomogene. Dette gjør at de kan fungere som kanaler for grunnvannstransport (Nilsen & Thidemann, 1993).

Svakhetssoner og forkastninger representerer de svakeste delene av en bergmasse og kan gi store problemer ved driving av undergrunnsanlegg. Dersom det er nødvendig å krysse disse må kryssingen gjøres kortest mulig og med størst mulig vinkel mellom tunneltraséen og sonen (Panthi, 2006). Det er mulig å beregne forløp på svakhetssoner basert på sonens utgående i terrenget. Det må da antas at sonen er plan. Ved å finne tre punkter med kjent høyde som ikke ligger på en rett linje, kan sonens strøk og fall beregnes (Nilsen & Broch, 2012). Fallvinkelen kan også antas ut i fra terrengets profil (Figur 3-8)(Selmer-Olsen, 1966).



Figur 3-8: Sammenhengen mellom en knusningssones forløp og terrenget (Selmer-Olsen, 1966).

### ***Sleppemateriale***

Sleppemateriale er en fellesbetegnelse på materialet som finnes i svakhetssoner og slepper. Sleppematerialets egenskaper er svært varierende med hensyn til kornfordeling, kornform og mineralogi. De vanligste sleppematerialene kan deles inn i fire hovedgrupper:

- Inaktive mineraler (kaolinitt, illitt)
- Mineraler med lav indre friksjon (kloritt, talk)
- Oppløselige mineraler (karbonater)
- Mineraler med svelleegenskaper (svelleleire)

Av disse er det hovedsakelig den sistnevnte gruppen som forårsaker de største stabilitetsproblemene. Den grove fraksjonen av sleppematerialet består av bergartsfragment. Den fine fraksjonen består av ulike leirmineraler. Leirmineralene kan være dannet ved omdanning av nedknust materiale, eller ved hydrotermal tilførsel og avsetning. Omdanning kan for eksempel skje ved at feltspat i sidebergarten blir til leirmineral. Ved hydrolysering av plagioklasfeltspat, kan det sterkt svellende mineralet montmorillonitt dannes. Montmorillonitt forekommer i alle geologiske formasjoner i Norge (Nilsen & Broch, 2012).

In-situ svelleevnene til et sleppemateriale er avhengig av de indre betingelsene som leirmaterialets potensielle svelleevne, og ytre betingelsene som komprimeringsgrad og vanntilførsel. For å bestemme om sleppematerialet har svelleegenskaper, må det testes i laboratoriet. Mineralogisk analyse gjennomføres som fargetest eller XRD-analyse. Mest informasjon fås ved direkte tester som frisvellingstest og måling av svelletrykk. Se håndbok R210 fra Statens vegvesen for utfyllende informasjon om metodene (Statens vegvesen, 2014).

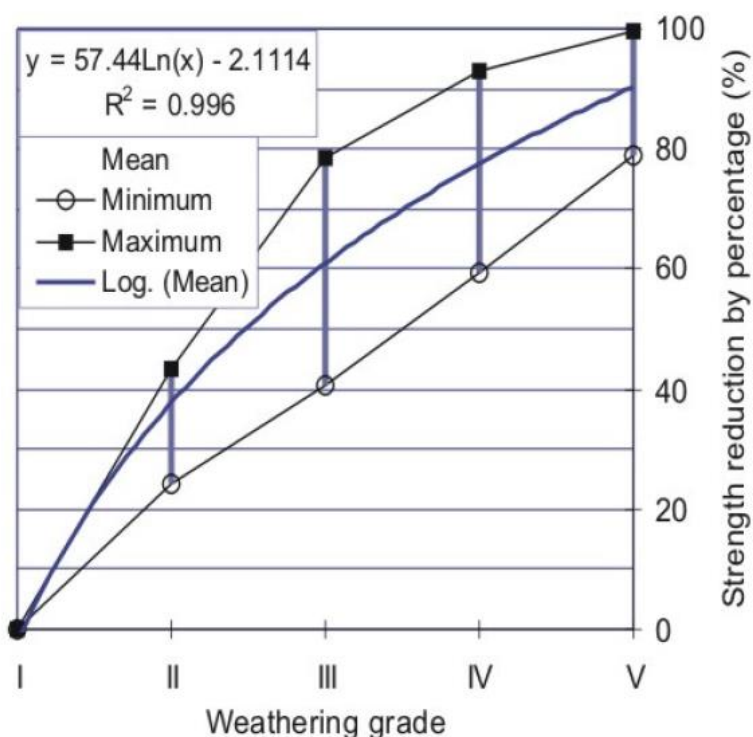
I soner med inaktivt sleppemateriale vil stabilitetsproblemene være relatert til utrasing på grunn av lav konsolideringsgrad og utvasking. Utvasking er vanlig i soner som inneholder kalkspat, da kalkspat løses lett i kaldt vann (Nilsen & Broch, 2012).

#### **3.1.4 FORVITRING**

Forvitring fører til at bergmassen blir brutt ned gjennom mekaniske prosesser eller oppløst gjennom kjemiske prosesser. Graden av forvitring er avhengig av klima og miljø (ISRM, 1978b). I varmt og fuktig klima dominerer de kjemiske prosessene og forvitringen kan nå flere titalls meter ned i berggrunnen. I Norge dominerer de mekaniske prosessene. Det gir en grunnere forvitringssone der bergmassen er sterkt oppsprukket, normalt de øvre 5-40 meterne (Nilsen & Broch, 2012).

Forvitringen starter langs diskontinuiteter og migrerer innover i intakt berg. Det fører til redusert styrke og deformasjonsevne samtidig som permeabiliteten kan øke. Moderat forvitring (grad

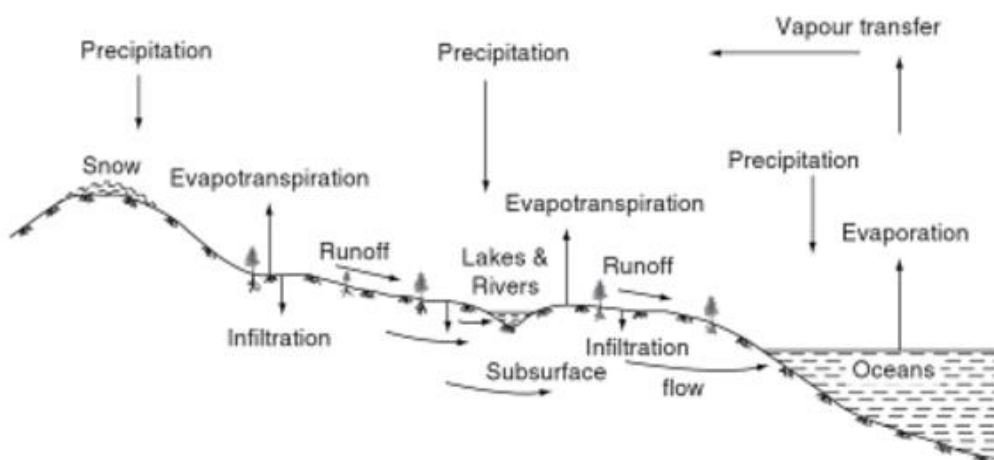
III) kan føre til 40-80 % reduksjon i intakt styrke avhengig av bergartstype(Figur 3-9)(Panthi, 2006).



Figur 3-9: Strykereduksjon i prosent som en funksjon av forvittringsgrad (Panthi, 2006).

### 3.2 VANN I BERG

Grunnvannet i berg inngår som en del av den hydrologiske sirkelen. Den hydrologiske sirkelen er sirkulasjon av vann mellom havene, atmosfæren og land (Figur 3-10)(Singhal & Gupta, 2010).



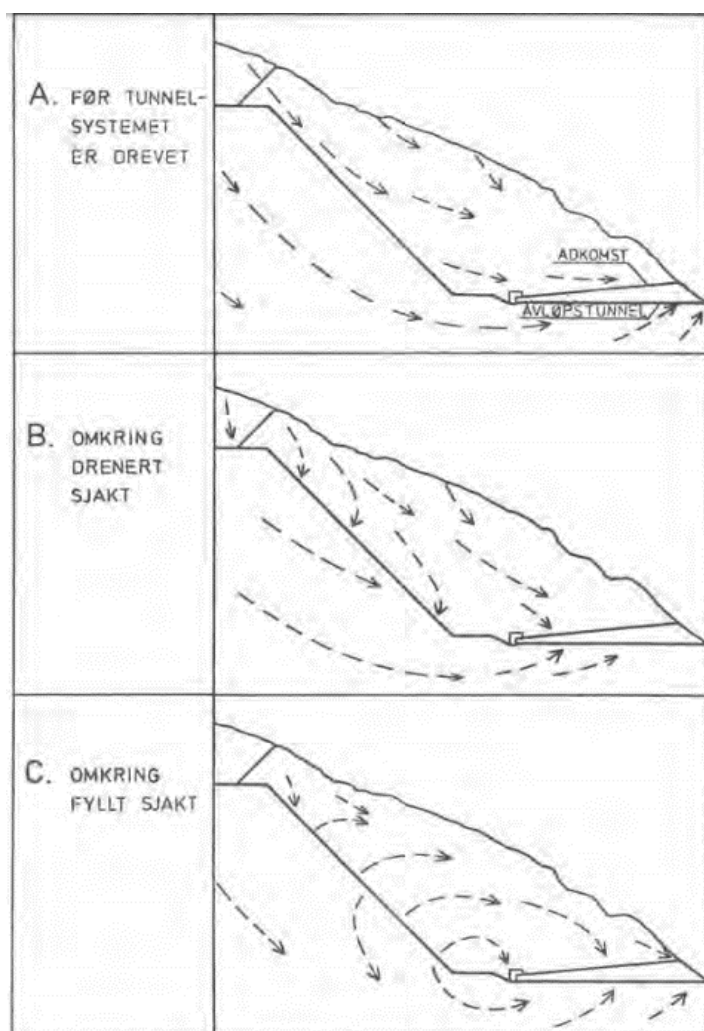
Figur 3-10: Den hydrologiske sirkelen (Singhal & Gupta, 2010).

Grunnvann er vann som beveger seg fritt under grunnvannsspeilet i geologiske formasjoner. Vann kan også være kjemiske bundet til mineralenes krystallstruktur eller absorbert av mineraloverflaten, men det er det frie grunnvannet har størst betydning ved driving av bergrom. Vannet vil følge sprekker i bergmassen og fylle opp porer i intakt berg (Nilsen & Thidemann, 1993).

Driving av tunneler og bergrom vil påvirke grunnvannsspeilet i området da de ofte er plassert under det. I noen tilfeller kan det føre til drenering og senkning av vannspeilet. Hvor stor eventuelle inn/utlekkasjer blir, er avhengig av bergmassens permeabilitet og sprekkenes karakter og konduktivitet (Nilsen & Thidemann, 1993).

### 3.2.1 TUNNELERS PÅVIRKNING PÅ GRUNNVANNSTRØMNING

Figur 3-11 viser grunnvannets teoretiske strømningsretning i en homogen fjellmasse. Figur 3-11A viser situasjonen før tunnelsystem er drevet. Vannet strømmer omtrent parallelt med dalsiden ned mot dalbunnen. Figur 3-11B viser strømningsretningen når anlegget er ferdig drevet, men ikke fylt med vann. Grunnvannet vil da strømme inn i tunnelsystemet. I Figur 3-11C vises situasjonen når anlegget er fylt med vann, grunnvannet vil da strømme fra tunnelen og ut mot dalsiden. Strømningen vil være nær vinkelrett ut i fra sjakten, og dreies til å bli mer parallell med dalsiden lengre ut. I øvre deler av tunnelsystemet kan vann strømme inn fra ovenforliggende fjellparti og lengre ned i sjakten øker sannsynligheten for utlekkasje (Buen, Gustavsen & Palmstrøm, 1979).



Figur 3-11: Antatt strømningsbilde i en dalside (Buen, Gustavsen & Palmstrøm, 1979).

### 3.2.2 PERMEABILITET OG HYDRAULISK KONDUKTIVITET I BERGMASSER

Krystalline bergarter har generelt lav porøsitet, ofte under 1 % (Nilsen & Broch, 2012). Det gjør at lekkasjeproblematikken ikke er knyttet til vannstrømning gjennom selve bergmassen, men gjennom sprekker som gjennomsetter den (Nilsen & Thidemann, 1993).

*Hydraulisk konduktivitet* ( $k$ ) er et mål for bergmassens evne til å overføre vann. Den avhenger av både bergmassens og væskens egenskaper. I Formel 3.8 er hydraulisk konduktivitet uttrykt med Darcy's lov.

$$k = \frac{v}{dh/dl} \quad (\text{m/s}) \quad (3.8)$$

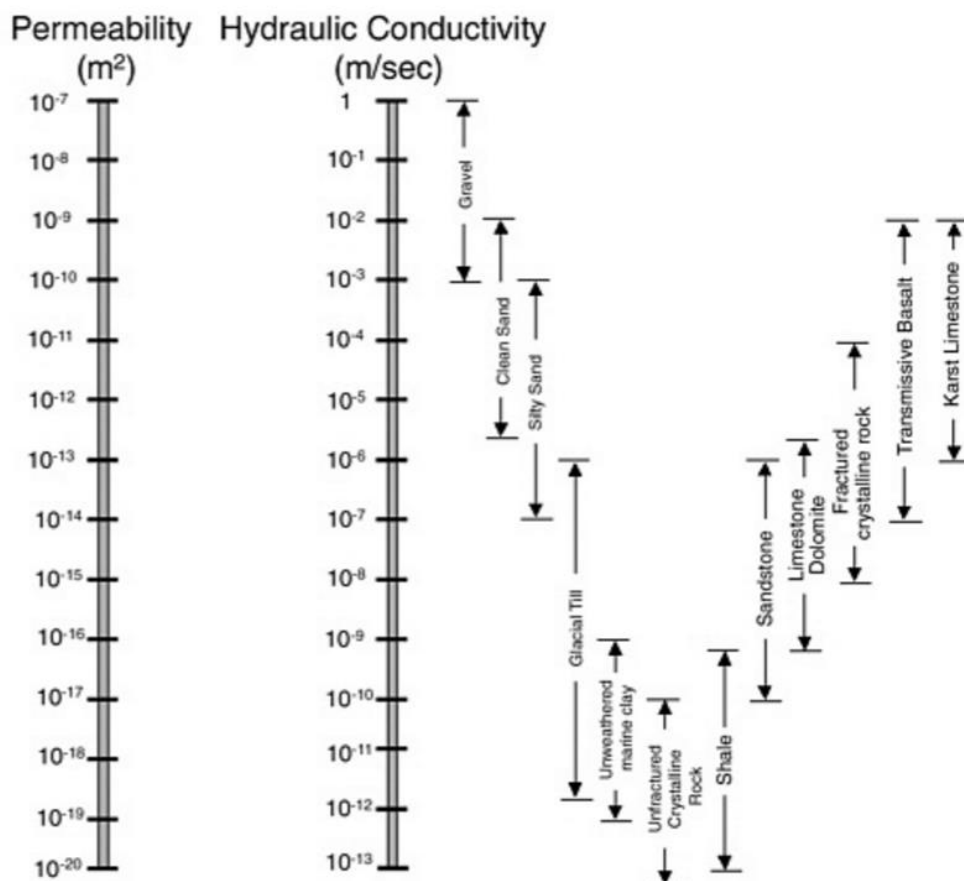
Der  $v$  er grunnvannets hastighet (m/s) og  $dh/dl$  er hydraulisk gradient (Singhal & Gupta, 2010).

*Permeabilitet* ( $K$ ) er en bergarts evne til å transportere vann under trykk (Nilsen & Broch, 2012). Den avhenger kun av bergmassens egenskaper (Singhal & Gupta, 2010). Forholdet mellom permeabilitet og hydraulisk konduktivitet er gitt ved Formel 3.9.

$$K = \frac{k * \mu}{\rho * g} \quad (\text{m}^2) \quad (3.9)$$

Der  $\mu$  er væskens dynamiske viskositet ( $9,81 * 10^{-10} \text{ N}/(\text{m} * \text{s})$ ),  $\rho$  er væskens tetthet ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ) og  $g$  er tyngdeakselerasjonen ( $9,81 \text{ m}/\text{s}^2$ ) (Nilsen & Thidemann, 1993).

Oppsprukket metamorfe eller magmatiske bergarter kan ha en hydraulisk konduktivitet som tilsvarer fin sand. Intakte bergarter av samme type kan ha permeabilitet lavere enn marin leire (Figur 3-12).



Figur 3-12: Permeabilitet og hydraulisk konduktivitet for bergarter og jordarter. Figur er hentet fra Marker (2005) bearbejdet fra Freeze og Cherry (1979).

### Sprekkes konduktivitet

Sprekker kontrollerer de hydrauliske egenskapene i bergmasser der det intakte berget har lav permeabilitet. Hydraulisk konduktivitet for planparallele sprekker er gitt ved Louis` ligning i Formel 3.10.

$$k = \frac{g^* e^3}{12\nu^* b} \quad (\text{m/s}) \quad (3.10)$$

Der  $e$  sprekkens åpning,  $b$  er avstand mellom sprekkene og  $\nu$  er den kinematiske viskositetskoeffisienten. Ved å doble sprekkens åpning, vil gjennomstrømningsmengden øke med en faktor på åtte (Singhal & Gupta, 2010).

Både Darcys lov og Louis` ligning forutsetter laminær strømnings, og Louis` ligning tar utgangspunkt i planparallele sprekkeflater. Siden naturlige sprekker sjelden er plane men har ruheter og er irregulære, gir Formel 3-10 kun en generell forståelse av vannstrømning gjennom sprekker heller enn eksakte data for en sprekk (Nilsen & Thidemann, 1993).

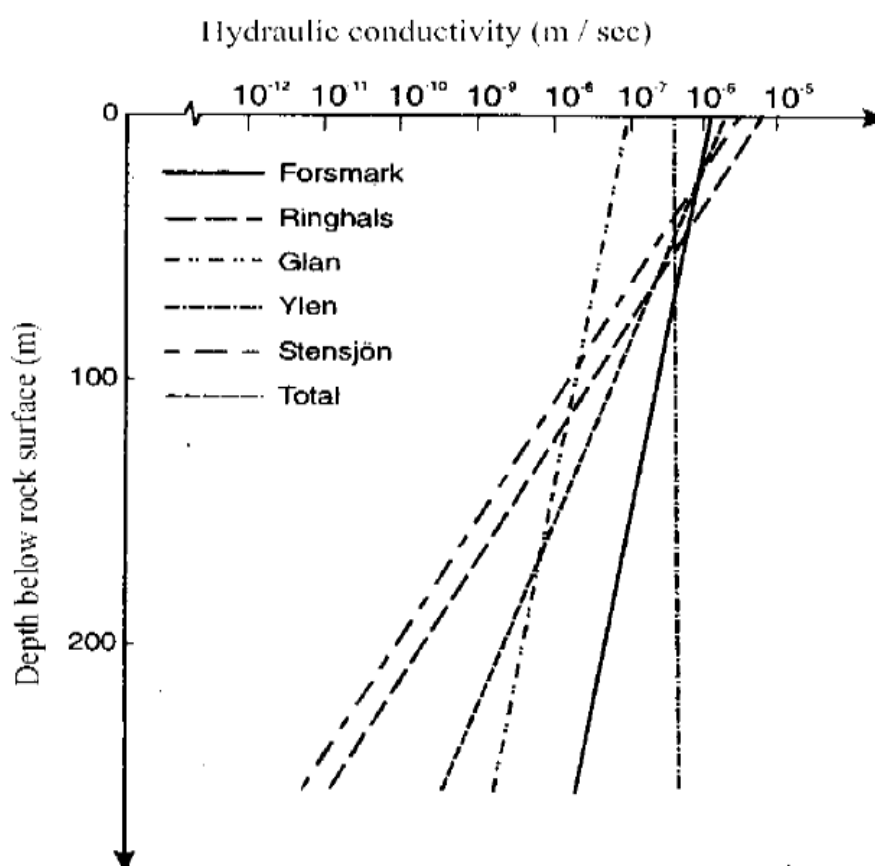


### **Bergmassens konduktivitet**

Bergmassens hydrauliske konduktivitet bestemmes i stor grad av oppsprekkingsgraden og sprekkeoverflatenes beskaffenhet (Panthi, 2006).

Sprekkenes lengde, orientering og avstand definerer konnektiviteten mellom sprekke (Odling, 1997). Høy konnektivitet sammen med vannførende sprekker gir høy konduktivitet i bergmassen. Generelt vil innfylling i og belegg på sprekke føre til tetting, og konduktiviteten reduseres. Men dersom innfyllingen er permeabel, eller mineralbelegget er oppløselig, kan det føre til dannelse av kanaler i sprekke og konduktiviteten økes. Høy ruhet på sprekkeplanene kan også skape små kanaler som vannet kan strømme gjennom (Holmøy, 2008).

Når overdekningen blir større, økes spenningsnivået i bergmassen. Da reduseres sprekkeåpningene og sprekkeavstanden økes. Dette fører til at den hydrauliske konduktiviteten reduseres (Figur 3-13)(Zhang & Franklin, 1993; Singhal & Gupta, 2010).



Figur 3-13: Hydraulisk konduktivitet som en funksjon av dypet i prekambriske bergarter (Carlsson & Olsson, 1977).

Ved sprengning dannes det nye sprekker samtidig som gamle sprekker forplanter seg ytterligere. Dette øker den hydrauliske konduktiviteten i en sone rundt tunnelens periferi. Sonen er ofte 0,5-1 meter bred avhengig av type sprengning og sprengstoff. Omfordeling av

bergspenninger som følge av sprengning vil ha stor effekt på vannføringsevnene i eksisterende sprekker. Avhengig av sprekkenes orientering i forhold til spenningene, kan sprekkenes føre mer eller mindre vann (Kelsall, Case & Chabannes, 1984).

### 3.3 BERGSPENNINGER

Bergspenninger er et resultat av gravitasjon, topografiske forhold og tektonikk. Det gjør at bergmassen allerede har en in-situ spenning før et bergrom åpnes. Ved åpning vil spenningene re-distribueres samtidig som det induseres tangentialspenninger rundt åpningen (Hoek & Brown, 1980).

Hovedspenninger er normalspenninger på plan uten skjærspenning. De refereres til som største ( $\sigma_1$ ), mellomste ( $\sigma_2$ ) og minste ( $\sigma_3$ ) hovedspenning (Nilsen & Palmstrøm, 2000). Størrelse og retning på største og minste hovedspenning er de viktigste spenningsrelaterte faktorene for stabilitetsanalyser av bergrom (Panthi, 2006).

#### 3.3.1 GRAVITASJONSSPENNINGER

Gravitasjonsspenninger er de spenningene som gravitasjonen alene setter opp i berget. Den vertikale spenningen ( $\sigma_v$ ) avhenger av tettheten til bergmassen og overdekningen:

$$\sigma_v = \rho * g * z \quad (3.11)$$

Der  $\rho * g$  er bergmassens spesifikke tetthet i  $\text{kg/m}^3$  og  $z$  er overdekning i meter. Formel 3.11 tar utgangspunkt i at overflaten er horisontal (Cornet, 1993).

I elastiske bergmasser med tverrkontraksjonskoeffisient  $\nu$ , er den horisontale spenningen ( $\sigma_h$ ) induisert av gravitasjon, gitt ved:

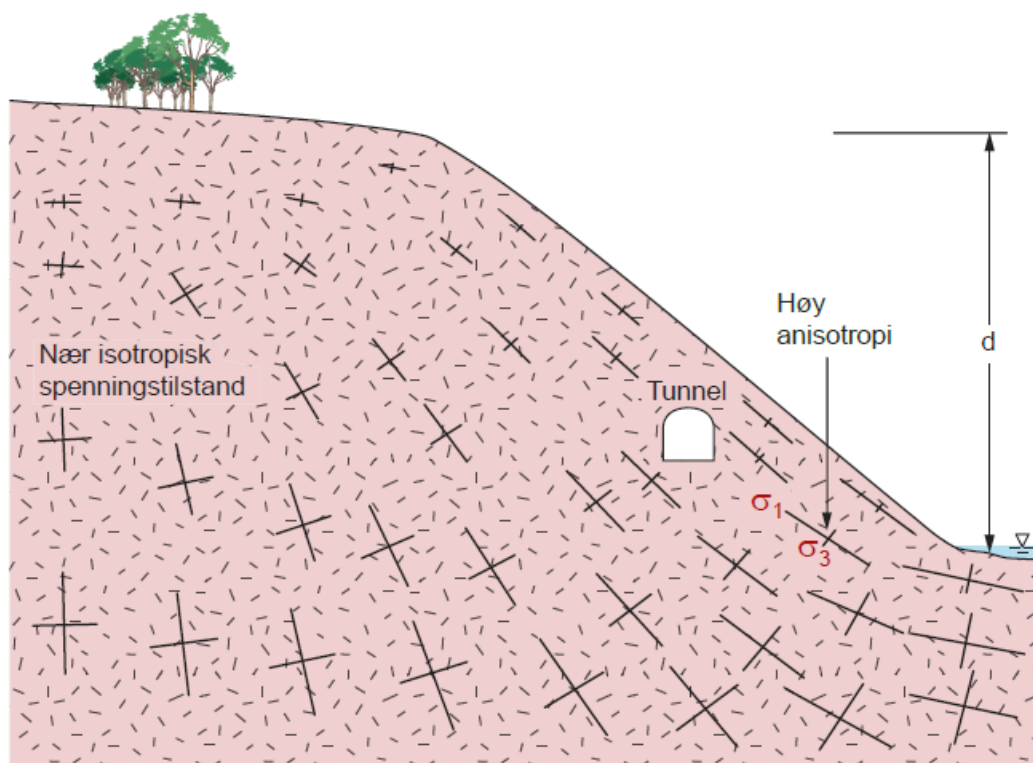
$$\sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu} * \sigma_v \quad (3.12)$$

Der  $\nu$  er Poissons forholdstall. Ved Poissons forholdstall på 0,25 blir den horisontale spenningen induisert av gravitasjon omtrent 1/3 av den vertikale spenningen (Nilsen & Palmstrøm, 2000). Basert på Formel 3.12 antas det at begge horisontalspenningene er like store,  $\sigma_H = \sigma_h$ . Formelen tar også utgangspunkt i en isotrop bergmasse som ikke er påvirket av andre krefter en gravitasjonen, og som ikke kan deformeres lateralt (Cornet, 1993).

#### 3.3.2 TOPOGRAFISKE SPENNINGER

Når overflaten ikke er horisontal, vil tilstedeværelse av fjell og daler påvirke spenningssituasjonen. Vannkrafttunneler og kraftstasjoner er ofte plassert i nærheten av dalsider. Her vil de topografisk induserte spenningene dominere spenningsforholdene. I disse

tilfellene er  $\sigma_1$  parallell med dalsiden og  $\sigma_3$  står vinkelrett på dalsiden (Figur 3-14). Ned mot bunnen av dalen eller fjorden er største hovedspenning meget stor, samtidig som minste hovedspenning kan være meget liten, i enkelte tilfeller negativ (Nilsen & Thidemann, 1993).



Figur 3-14: Illustrasjon av dalside med høye anisotropiske bergspenninger (NGI, 2015).

### 3.3.3 TEKTONISKE SPENNINGER

Platetektonikk er drivkraften bak de tektoniske spenningene. Havbunnsbredningen langs den midtatlantiske rygg gir opphav til de tektoniske spenningene som bidrar til spenningsbildet i Skandinavia i dag. Tektoniske spenninger utløses gjennom raske bevegelser som jordskjelv, eller gjennom langsomme prosesser som landheving (Stephansson, 1993). På grunn av de tektoniske spenningene vil de totale horisontale spenningene være høyere enn de gravitative horisontalspenningene alene (Formel 3.13)(Panthi, 2012).

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu} * \sigma_v + \sigma_{tec} \quad (3.13)$$

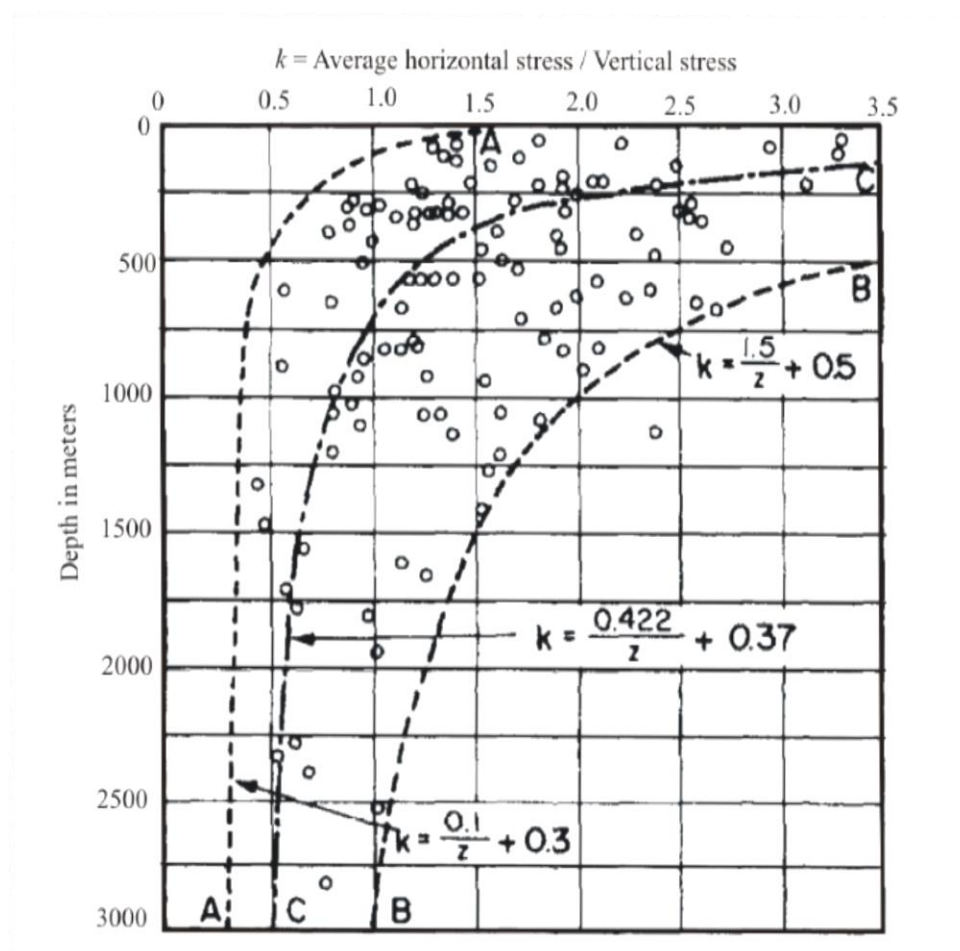
### 3.3.4 RESIDUALSPENNINGER

Residualspenninger er spenninger som er låst inne i bergmassen gjennom tidligere stadier i den geologiske historien. De kan ha oppstått på grunn av volumforandringer eller hurtig erosjon. Unormalt høye vertikalspenninger kan ofte forklares med residualspenninger (Nilsen & Broch, 2012).

### 3.3.5 DE HORISONTALE OG VERTIKALE SPENNINGSKOMPONENTENE

De horisontale og vertikale spenningskomponentene kan påvirkes av spenningskildene nevnt over, men det kan være vanskelig å skille mellom dem.

Bergspenningsmålinger i Skandinavia viser at det er store variasjoner i spenningsforholdene avhengig av geologiske og topografiske forhold. Forholdet ( $k$ ) mellom horisontale og vertikale spenninger varierer. Generelt er de horisontale spenningene nær overflaten større enn de vertikale (Figur 3-15)(Nilsen & Palmstrøm, 2000).

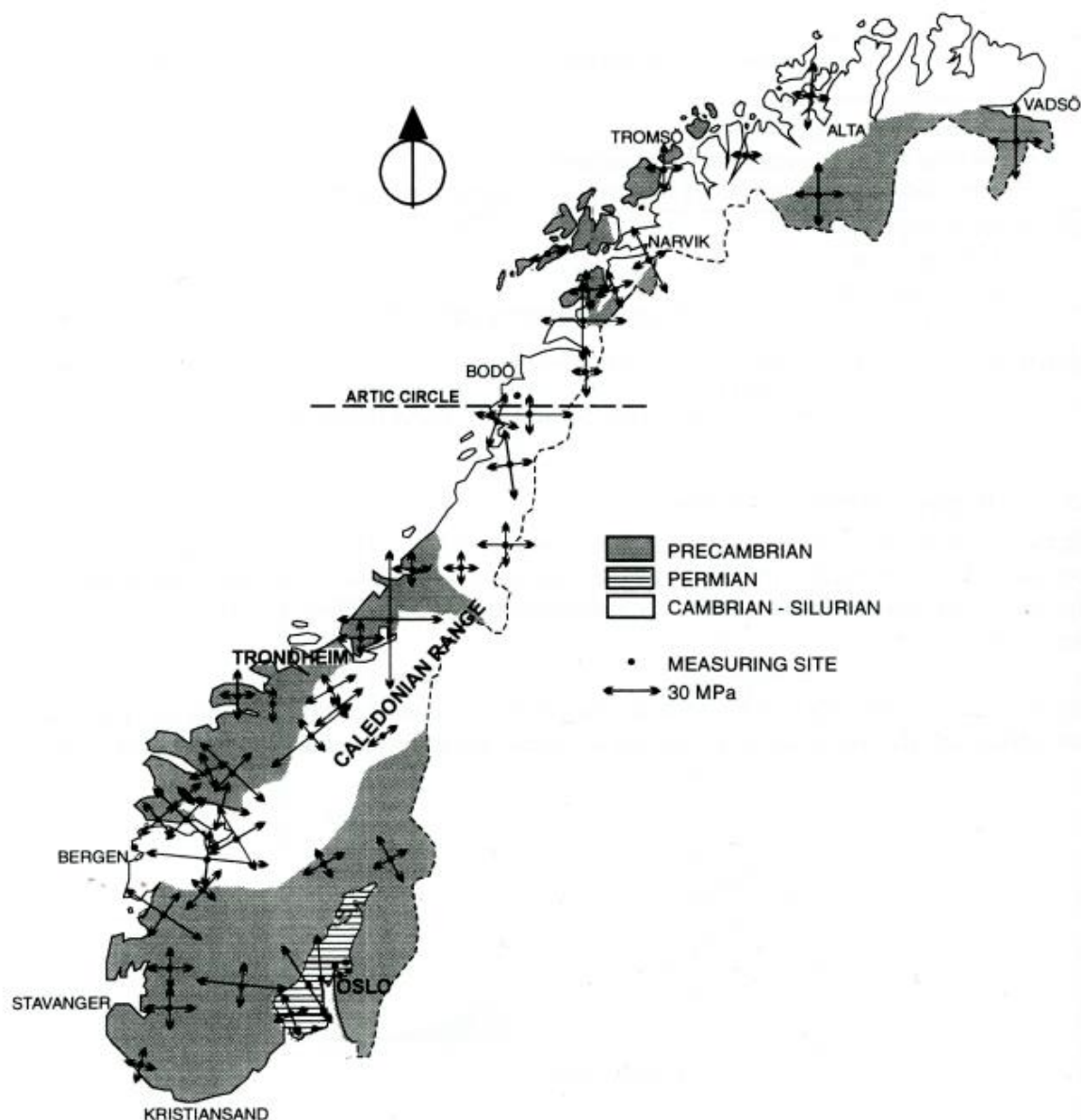


Figur 3-15: Variasjon i forholdet mellom horisontal og vertikal spenning. Ved overflaten er den vertikale spenningskomponenten lik 0, og  $k$  verdien blir derfor høy (Panthi, 2006).

Bergspenningsmålinger viser at målte vertikalspenninger stemmer relativt godt overens med vertikalspenninger beregnet basert på overdekning. Ned til omtrent 500 meter er den vertikale spenningen minste hovedspenning. Det horisontale spenningsfeltet er ofte anisotropisk, noe som betyr at den ene horisontalkomponenten er større enn den andre (Myrvang, 1993). Videre utgjør de horisontale spenningene sjelden eller aldri 1/3 av vertikalspenningen som Formel 3.12

tilsier. Dette viser at den beste estimeringen av det naturlige spenningsfeltet fås gjennom in-situ bergspenningsmålinger (Cornet, 1993).

På Figur 3-16 vises størrelse og retning på horisontalspenningene i Norge. De er orientert omtrent normal på eller parallelt med den kaledonske fjellkjeden (Myrvang, 1993). Innerst i Sognefjorden har største og minste horisontalspenningen orienteringen NV-SØ og NØ-SV.



Figur 3-16: Retning og omtrentlig størrelse på horisontalspenningene i Norge (Myrvang, 2001).

### 3.3.6 SPENNINGSFORDELING RUNDT ÅPNINGER

Ved åpning av et bergrom er spenningssituasjonen nær konturen av særlig interesse. Spenningene rundt et bergrom er avhengig av den primære spenningssituasjonen i bergmassen før rommet ble åpnet, samt bergrommets geometri (Nilsen & Thidemann, 1993).

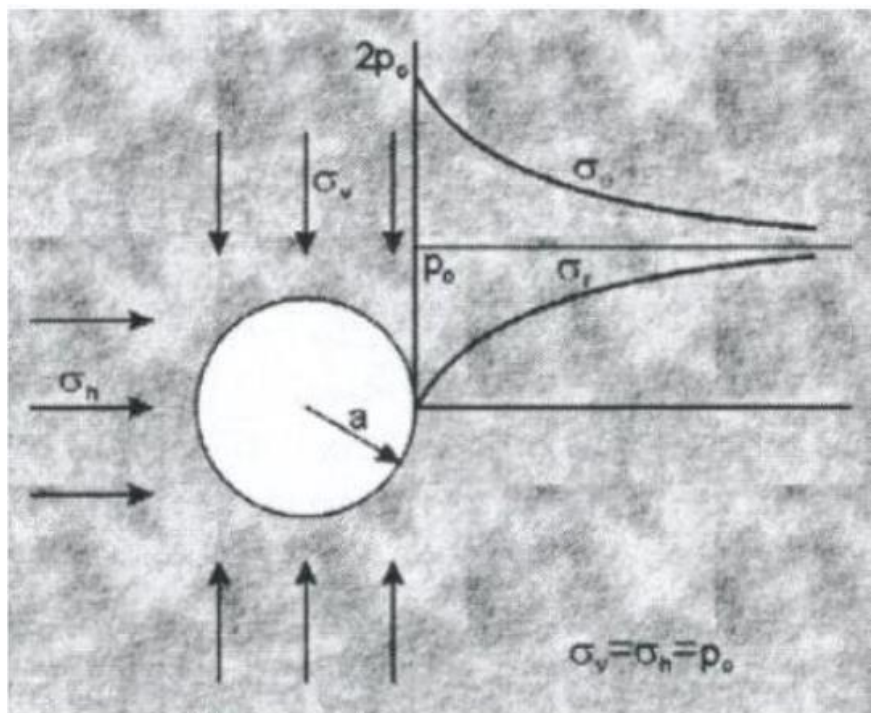
De følgende analytiske ligningene tar utgangspunkt i homogent og elastisk materiale. I realiteten vil tilstedeværelse av sprekker og inhomogeniteter i bergmassen påvirke spenningssituasjonen.

En enkel betraktning av spenninger rundt et sirkulært hull tar utgangspunkt i en isotropisk spenningssituasjon hvor  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ . I en åpning med radius  $r$  vil radialspenningen ( $\sigma_r$ ) og tangentialspenningen ( $\sigma_\theta$ ) være funksjoner av avstanden  $a$  fra sentrum:

$$\sigma_r = \sigma \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) \quad (3.14)$$

$$\sigma_\theta = \sigma \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) \quad (3.15)$$

Når  $a$  er lik  $r$ , vil det langs hele tunnelens periferi induseres tangentialspenninger som er dobbel så store som primærspenningen. Radialspenningen vil være null (Figur 3-17)(Nilsen & Broch, 2012).



Figur 3-17: Fordeling av tangential- og radialspenninger rundt en sirkulær åpning ved primær isotropisk spenningstilstand (Myrvang, 2001).

Normalt vil det ikke være en isotropisk spenningstilstand i en bergmasse. Topografi og tektonikk gir en anisotropisk spenningstilstand. Derfor vil de tangentielle spenningene variere langs hullets periferi (Nilsen & Thidemann, 1993).

Ved anisotropiske spenningstilstander benyttes Kirschs ligninger for å evaluere tangentialspenningene. Tangentialspenningene vil være størst der retningen på  $\sigma_1$  tangerer hullkanten, og minst der retningen på  $\sigma_3$  tangerer hullkanten.

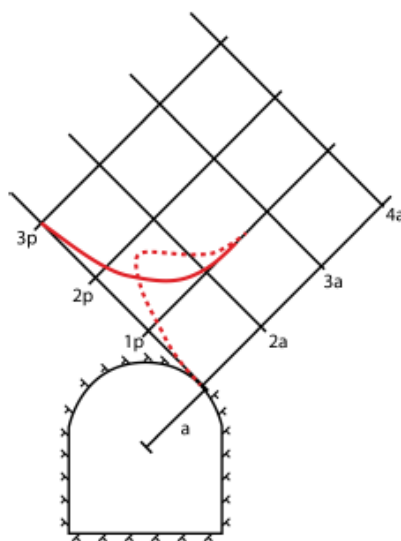
$$\sigma_{\theta max} = 3\sigma_1 - \sigma_3 \quad (3.16)$$

$$\sigma_{\theta min} = 3\sigma_3 - \sigma_1 \quad (3.17)$$

I tilfeller med høy spenningsanisotropi, kan minste tangentialspenning være negativ (Nilsen & Thidemann, 1993).

Ved ikke-sirkulære åpninger, vil skarpe hjørner og ikke-symmetrisk geometri påvirke størrelsen på de tangentielle spenningene. De tangentielle spenningene varierer med krumningsradiusen til åpningen. Når krumningsradiusen reduseres, økes spenningene (Nilsen & Broch, 2012).

De teoretiske betraktningene nevnt ovenfor tar utgangspunkt i at bergets egenskaper ikke endrer seg fra tunnelkonturen og inn i bergmassen. Dette kan være tilfellet ved bruk av TBM eller ved forsiktig sprengning, men i de fleste tilfeller vil bergmassen rundt åpningen være knust og oppsprukket som et resultat av sprengningen. Det gjør at berget har redusert evne til å ta opp tangentialspenninger langs hullkanten. Bergmassen som tar opp mest tangentiell spenning vil da ligge et stykke innenfor hullkanten (Figur 3-18)(Nilsen & Palmstrøm, 2000).

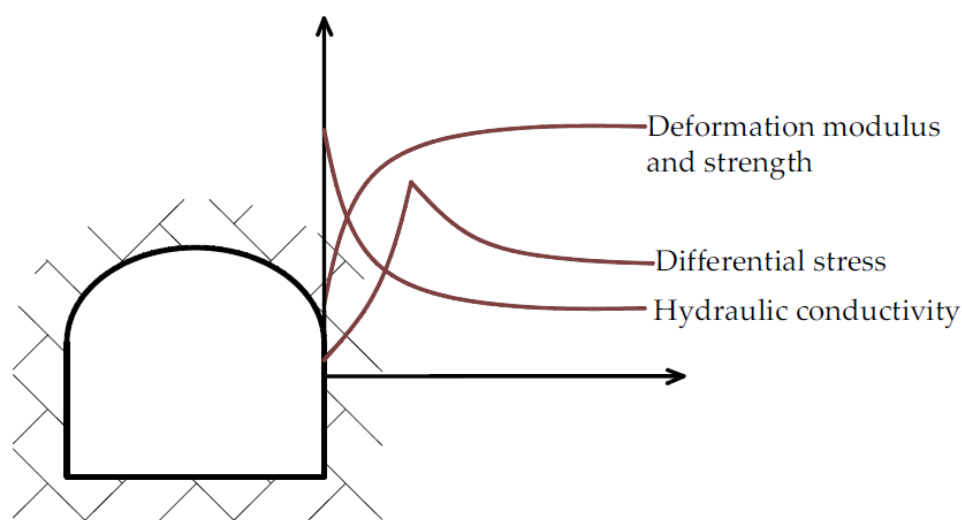


Figur 3-18: Illustrasjon av tangentialspenninger nær tunnelkonturen ved isostatisk spenningstilstand. Den heltrukne linjen er for bergmasse med liten eller ingen deformasjon. Den stiplede er for bergmasse med stor deformasjon (Nilsen & Palmstrøm, 2000).

Sprengningspåvirkningen på bergmassen avhenger av bergmassens egenskaper, mengde sprengstoff brukt, hullavstanden og antall hull. Sonen rundt tunnelen som blir påvirket av sprengningen kan deles inn to. I skadesonen nær overflaten endres bergmassens egenskaper,

nye sprekker dannes og eksisterende blir utvidet. I den forstyrrede sonen utenfor skadesonen skjer det endringer i spenningsbildet som kan føre til at blokker beveges og det kan oppstå elastisk deformasjon av bergmassen. Det er ikke et tydelig skille mellom de to sonene da overgangen er gradvis (Palmström & Singh, 2001).

I den sprengningspåvirkete sonen vil bergmassens styrke og stivhet reduseres (Figur 3-19)(Saiang & Nordlund, 2009). Undersøkelser utført ved KURT (KAERI Underground Research Tunnel) viste at skadesonen gikk 1,1-1,5 meter inn i bergmassen. Testtunnelen har en høyde og bredde på 6 meter. Bergets mekaniske egenskapene ble undersøkt før og etter sprengning. Det viste seg at deformasjonsmodulusen og styrken var redusert med henholdsvis 50 % og 15 %. I tillegg viste undersøkelsene at den hydrauliske konduktiviteten økte med en størrelsesorden sammenlignet med den opprinnelige bergmassen (Kwon & Cho, 2008).



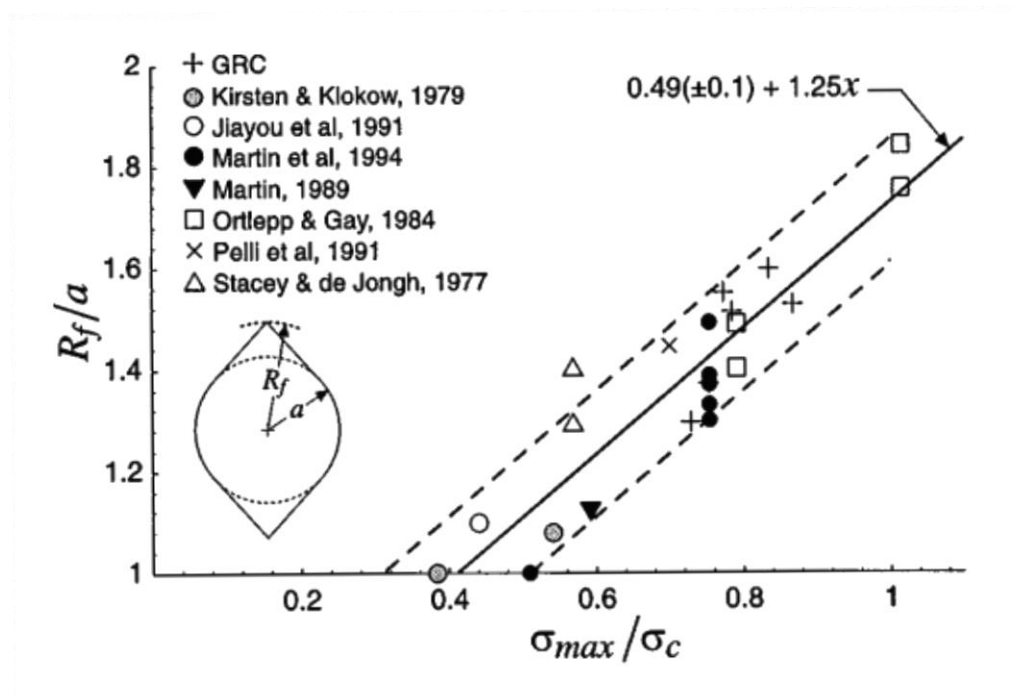
Figur 3-19: Endring av bergmassens egenskaper i sprengningspåvirket sone rundt en tunnel (Saiang & Nordlund, 2009).

### 3.3.7 SPENNINGRELATERTE PROBLEMER

Spenningsene i overflaten av et bergrom kan bli for høye eller for lave i forhold til bergmassens styrke. Brudd vil kunne utvikles i trykkområdet eller i strekkområdet. Ved høy spenningsanisotropi kan minste tangentialspenning være negativ. Siden bergmassens strekkstyrke er relativt lav, kan dette føre til radiell oppsprekking. Kombinasjon av lave spenninger og oppsprukket berg kan føre til ustabilitet ved at avløste blokker faller ned på grunn av manglende innspenning. Dette har ikke nødvendigvis betydning for stabiliteten i en tunnel, men for trykktunneler kan det få stor betydning da åpning av eksisterende sprekker øker sannsynligheten for lekkasje ut av tunnelen (Nilsen & Thidemann, 1993).



Høye bergspenninger kan forårsake sprakeberg og bergslag i elastiske bergmasser. I plastiske bergmasser vil høye spenninger kunne føre til skvising. Sprakeberg og bergslag er seismiske hendelser som inntreffer i sprø og isotrope bergmasser når de tangentielle spenningene overgår bergmassens styrke (Panthi, 2012). For massiv og delvis oppsprukket bergmasse, initieres sprakeberg når bergspenningene er 40-60 % av styrken til intakt berg (Figur 3-20). Dette tilsvarer omtrent bergmassens styrke (Martin & Christiansson, 2009; Diederichs, 2014).



Figur 3-20: Spraking initieres når  $\sigma_{max}/\sigma_{ci} \approx 0,4 \pm 0,1$ . Ved å kjenne radius til bergrommet ( $a$ ), kan dybden på sprakingen estimeres (Martin, Kaiser & McCreath, 1999).

### 3.3.8 HYDRAULISK SPLITTING

Vannet i en trykktunnel vil generere et statisk trykk ( $p_w$ ) mot tunnelveggene. Dersom dette vanntrykket er større enn minste hovedspenning i bergmassen, kan det oppstå hydraulisk splitting. Hydraulisk splitting gjør at eksisterende sprekker kan åpnes og bergmassen rundt tunnelens periferi kan gjennomgå deformasjon. Dette kan igjen føre til lekkasje av vann ut fra tunnelen samt stabilitetsproblem (Neupane & Panthi, 2012).

Hydraulisk splitting kan også oppstå dersom alle hovedspenningene er større enn vanntrykket. Dersom minste tangentialspenning blir 0 eller negativ (Formel 3.17), kan eksisterende sprekker åpnes (Myrvang, 2001).



## 4. KLASSIFISERINGSSYSTEMER OG BRUDDKRITERIER

Klassifiseringssystem benyttes for å kvantitativt beskrive bergmassens kvalitet og estimere sikringsbehovet (Panthi, 2006). I de etterfølgende avsnittene vil tre ulike klassifiseringssystemer og to bruddkriterier presenteres.

### 4.1 Q-SYSTEMET

Q-systemet ble utviklet i 1974 av Barton, Lien og Lunde ved Norges geotekniske institutt (NGI), som et hjelpemiddel for å evaluere behovet for sikring i tunneler og bergrom. Systemet var da basert på analyser av 122 tunneler i Skandinavia. I 1993 ble Q-systemet oppdatert basert på 1050 nye eksempler av norske tunneler og bergrom. Nye sikringsmetoder, estimering av deformasjonsmodulus fra bergmassen, estimering av Q-verdi fra seismisk hastighet og justering av ESR ble inkludert (Palmström & Broch, 2006). Ny oppdatering kom i 2002 med 900 nye eksempler fra Norge, Sveits og India (NGI, 2015).

Q-systemet benyttes for å klassifisere bergmassen rundt bergrom og tunneler. Det kan også brukes ved kartlegging i dagen. Q-verdien angir bergmassens kvalitet basert på seks parametere (Tabell 4-1). Q-verdien er mellom 0,001 og 1000, der lav verdi indikerer dårlig stabilitet og høy verdi indikerer god stabilitet. Q-verdien forteller noe om mengde og type sikring som er brukt i andre tilfeller med lignende bergmassekvalitet (NGI, 2015).

Tabell 4-1: Parametere for bestemmelse av Q-verdi.

Symbol	Parameter
<b>RQD</b>	Oppsprekkingstall
<b>J<sub>n</sub></b>	Tall for sprekkeseett
<b>J<sub>r</sub></b>	Sprekkeflatenes ruhet
<b>J<sub>a</sub></b>	Sprekkematerialets styrke
<b>J<sub>w</sub></b>	Sprekkevannstall
<b>SRF</b>	Bergspenningsfaktor

Verdien på de ulike parameterne fastsettes ved hjelp av tabeller på bakgrunn av ingeniørgeologiske observasjoner i dagen og i undergrunnen (Vedlegg A). De 6 parameterne kombineres og gir et uttrykk for bergmassekvalitet og sikringsbehov (Palmström & Broch, 2006).

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad (4.1)$$

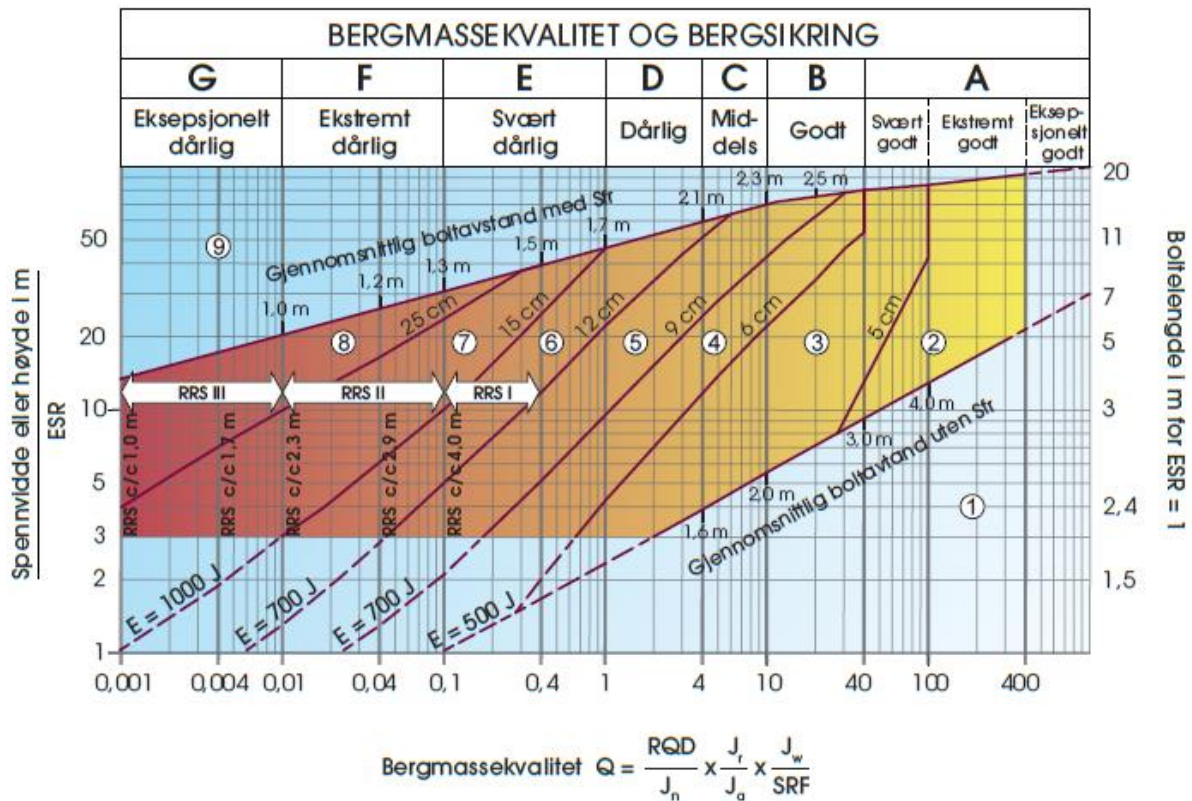
De tre leddene i Formel 4.1 representerer de tre hovedfaktorene som påvirker stabiliteten i bergrom og tunneler: oppsprekingsgrad ( $RQD/J_n$ ), friksjonsforhold langs sprekker ( $J_r/J_a$ ) og spenningsforholdene ( $J_w/SRF$ ).

For å bestemme sikringsbehovet i tunneler og bergrom brukes Q-verdien sammen med sikkerhetskravene og dimensjonene for anlegget. Sikringsbehovet øker med økende spennvidde og høyde. *Excavation support ratio* (ESR) benyttes for å uttrykke sikkerhetskravet (Tabell 4-2). Avhengig av formålet med anlegget gis det en verdi, der lav verdi betyr høyt sikkerhetsnivå (NGI, 2015).

Tabell 4-2: ESR-verdier avhengig av type anlegg. Tabell hentet fra NGI (2015).

	Type underjordsanlegg	ESR
<b>A</b>	Midlertidige gruveåpninger osv.	Ca. 3-5
<b>B</b>	Vertikale sjakter*: i) sirkelformede seksjoner ii) rektangulær/firkantet seksjon *Avhenger av formålet. Kan være lavere enn angitte verdier.	Ca. 2.5 Ca. 2.0
<b>C</b>	Permanente gruveåpninger, vanntunneler for vannkraft (unntatt fallrør med høyt trykk), vannforsyningstunneler, pilotstunneler, drivinger og innganger til store bergrom.	1.6
<b>D</b>	Mindre vei- og togtunneler, trykkammer, tilkomsttunneler, kloakktunneler osv.	1.3
<b>E</b>	Kraftstasjoner, lagringsrom, vannbehandlingsanlegg, større vei- og togtunneler, sivilforsvarkammer, portaler, krysninger osv.	1.0
<b>F</b>	Underjordiske atomkraftverk, togstasjoner, offentlige anlegg og sportsanlegg, fabrikker osv.	0.8
<b>G</b>	Svært viktige bergrom og tunneler med lang levetid, $\approx 100$ år, eller uten tilgang for vedlikehold.	0.5

Q-verdiene og dimensjonene på tunnelen eller bergrommet er sammenstilt i Q-skjemaet (Figur 4-1). Skjemaet er basert på mer enn 1000 tilfeller hvor sikring er installert i tunneler og bergrom (Palmström & Broch, 2006).



Figur 4-1: Bergsikringsdiagram (NGI, 2015).

#### 4.1.1 PARAMETERNES INNVIRKNING PÅ VANNSTRØMNING

Vannlekkasje i lite porøse bergmasser skjer gjennom åpne sprekker. Derfor vil parameterne som beskriver sprekkenes egenskaper,  $J_n$ ,  $J_a$  og  $J_r$ , ha stor betydning. Dersom det er flere sprekkesett i en bergmasse, kan det potensielt gi mange krysningspunkt mellom sprekkenes noe som øker muligheten for at vann kan migrere gjennom bergmassen. Sprekkematerialet har innvirkning på hvor godt vann vil kunne strømme gjennom sprekkenes. Innfylling med impermeabel leire vil redusere strømningspotensialet. På den andre siden vil et porøst eller oppløselig materiale kunne føre til det motsatte (Panthi, 2006). Med hensyn til stabilitet er det gunstig at sprekkenes er ru og har bergkontakt (Barton, Lien & Lunde, 1974), men med tanke på strømming av vann betyr det at det kan oppstå kanaler mellom sprekkeveggene hvor vannet kan migrere (Holmøy, 2008).

RQD beskriver relativ blokkstørrelse i bergmassen, og bør i teorien ha stor innvirkning på hvordan vann strømmer gjennom bergmassen. Korrelasjonsanalyser gjennomført av Panthi (2006) viser at RQD ikke har noen påvirkning. Dette kan forklares med at RQD-verdien kan være svært ulik i en oppsprukket bergmasse. Ved sprekkeavstand på rett over 10 cm, kan RQD være 90. Dersom sprekkeavstanden er rett under 10 cm, vil RQD kunne bli så lav som 10.

Generelt vil vann i sprekker ha en ugunstig effekt på stabiliteten, siden skjærstyrken reduseres på grunn av reduksjon i den effektive normalspenningen over sprekken. Vann kan også føre til bløtgjøring og utvasking av sprekkefylling (Barton, Lien & Lunde, 1974).

I Q-systemet tas det ikke høyde for orienteringen av diskontinuiteter i forhold til tunnelen som betraktes. I følge Barton, Lien og Lunde (1974) spiller ikke dette like stor rolle som parameterne  $J_n$ ,  $J_r$ , og  $J_a$  som nevnt over. Dersom sprekkenes orientering hadde vært inkludert i systemet, ville systemet blitt mindre generelt og mer tungvint å bruke. Siden parameterne  $J_r$  og  $J_a$  gjelder for de mest ugunstige sprekkeene, implementeres orienteringen indirekte i metoden (Palmström & Broch, 2006).

### 4.2 ROCK MASS RATING (RMR)

RMR-systemet ble utviklet på starten av 1970-tallet, og har blitt modifisert etter hvert som flere «caser» og resultater er kjent. I RMR-systemet klassifiseres bergmassen ved bruk av 6 parametere gitt i Tabell 4-3.

Tabell 4-3: Parametere for bestemmelse av RMR-verdi.

Nr.	Parameter
1	Enaksiell trykkfasthet til intakt berg
2	Oppsprekkingstallet RQD
3	Sprekkeavstand
4	Sprekkekarakter
5	Grunnvannsforhold
6	Sprekkeorientering

Ved bruk av RMR-systemet betraktes det dominerende sprekkesettet. Dersom det ikke er et dominerende sprekkesett, brukes snittverdiene av alle sprekkesettene. Hver av parameterne har en verdi etter hvor stor betydning de har for stabiliteten (Vedlegg B). De 5 første parameterne summeres, og det legges til den siste faktor for korreksjon for orientering. Bergmassen klassifiseres ut i fra den endelige RMR-verdien. Mulige RMR-verdier er fra 0 til 100 og deles inn i 5 bergmasseklasser (Bieniawski, 1989).

Videre gir RMR-systemet anbefaling for valg av sikring. Anbefalingene avhenger av overdekning, størrelse og form på tunnelen og drivemetode (Bieniawski, 1989). Anbefalingene tar utgangspunkt i en hesteskoformet tunnel med spennvidde på 10 meter. Dette er en svakhet ved bergrom større enn dette (Hoek, 2007).

I motsetning til Q-systemet tar ikke RMR-systemet hensyn til bergspenninger. Det gjør at metoden ikke er optimalt ved betraktning av spenningsrelaterte problem. RMR-systemet har en tendens til å gi konservative resultater, noe som kan føre til overdimensjonert bruk av sikring. Under driving bør tunnelen overvåkes slik at klassifiseringen justeres etter lokale forhold (Bieniawski, 1993).

Bieniawski (1989)(Formel 4.2) og Barton (1995)(Formel 4.3) har publisert korrelasjoner mellom Q-systemet og RMR-systemet:

$$RMR = 9 \ln Q + 44 \quad (4.2)$$

$$RMR = 15 * \log Q + 50 \quad (4.3)$$

### 4.3 GEOLOGICAL STENGTH INDEX (GSI)

GSI er et klassifiseringssystem som estimerer styrken på en oppsprukket bergmasse basert på en vurdering av bergmassens struktur og sprekkeoverflatenes beskaffenhet (Marinos, Marinos & Hoek, 2005).

Metoden ble introdusert av Hoek (1994) og Hoek, Kaiser og Bawden (2000). Målet for utvikling av metoden var å skaffe pålitelige input-parametere til numeriske modeller (Marinos, Marinos & Hoek, 2005). GSI-verdien kombineres med egenskapene til intakt berg for å estimere reduksjonen i bergmassens styrke som følge av ulike geologiske forhold (Hoek, 2007).

GSI-verdien bestemmes ved hjelp av skjema vist i Figur 4-2. Det er en enkel og rask måte å klassifisere bergmassen på, basert på visuelle observasjoner.

#### 4.3.1 ESTIMERE GSI







For bergmasser med god kvalitet, kan GSI estimeres fra RMR-verdi.

$$GSI = RMR - 5 \quad (4.4)$$

I RMR-verdien må verdien for grunnvann settes til 15 og verdien for justering for orientering til 0 (Hoek & Brown, 1997). For bergmasser med dårlig kvalitet bør GSI-verdien fastsettes direkte fra skjema, ikke fra RMR-verdi (Hoek, 2007).

For å estimere GSI fra Q-verdi må  $J_w$  og SRF settes til 1. Dette tilsvarer en tørr bergmasse utsatt for middels høye spenninger (Hoek, Kaiser & Bawden, 2000).

$$GSI = 9 \log_e Q + 44 \quad (4.5)$$

<p><b>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</b></p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		<p><b>SURFACE CONDITIONS</b></p> <p><b>VERY GOOD</b> Very rough, fresh unweathered surfaces</p> <p><b>GOOD</b> Rough, slightly weathered, iron stained surfaces</p> <p><b>FAIR</b> Smooth, moderately weathered and altered surfaces</p> <p><b>POOR</b> Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments</p> <p><b>VERY POOR</b> Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings</p> <p>STRUCTURE      DECREASING SURFACE QUALITY →</p>				
 <p><b>INTACT OR MASSIVE</b> - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>	90	80	70	60	N/A	
 <p><b>BLOCKY</b> - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>	80	70	60	50	N/A	
 <p><b>VERY BLOCKY</b>- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>	70	60	50	40	N/A	
 <p><b>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY</b> - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p>	60	50	40	30	N/A	
 <p><b>DISINTEGRATED</b> - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>	50	40	30	20	N/A	
 <p><b>LAMINATED/SHEARED</b> - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>	N/A	N/A	20	10	N/A	

Figur 4-2: Skjema for estimering av GSI-verdi basert på geologiske observasjoner (Marinos, Marinos & Hoek, 2005).



#### 4.4 BRUDDKRITERIER

Mohr Coulomb er et av de mest brukte teoretiske bruddkriteriene innenfor bergmekanikk og ingeniørgeologi. Kriteriet er lineært og viser at skjærstyrken til en bergart er bestemt av kohesjon og friksjon, der friksjonen avhenger av normalspenningen. Skjærstyrken ( $\tau$ ) er gitt ved:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (4.6)$$

Der  $c$  er kohesjon,  $\sigma_n$  er normalspenningen langs bruddplanet og  $\varphi$  er indre friksjonsvinkel (Zhao, 2000). Ved null normalspenning vil bergarten fortsatt ha skjærstyrke som er lik kohesjonen. Kohesjonen oppstår på grunn av asperiter langs sprekkeplanene som griper inn i hverandre, noe som bidrar til økt stabilitet (Hoek, 2007).

Hoek-Brown bruddkriterium er et empirisk bruddkriterium, utviklet basert på testdata. Det er funnet ut at forholdet mellom hovedspenningene når brudd inntreer er gitt ved:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0,5} \quad (4.7)$$

Der  $\sigma'_1$  og  $\sigma'_3$  er henholdsvis største og minste effektive hovedspenning ved brudd,  $m_i$  er Hoek-Brown konstant for intakt berg og  $\sigma_{ci}$  er enaksiell trykkfasthet for intakt berg (Hoek & Brown, 1997).

I mange tilfeller er det hensiktsmessig å benytte et bruddkriterium for hele bergmassen. Da brukes det generaliserte Hoek-Brown bruddkriteriet:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (4.8)$$

Der  $m_b$  er Hoek-Brown konstanten for bergmassen, og  $s$  og  $a$  er konstanter avhengig av bergmassens karakteristikk. De øvrige parameterne er som forklart over.

Ved hjelp av GSI konverteres styrken til intakt berg om til den reduserte styrken for bergmassen for ulike geologiske forhold. For å finne parameterne  $m_b$ ,  $s$  og  $a$ , benyttes følgende formler.

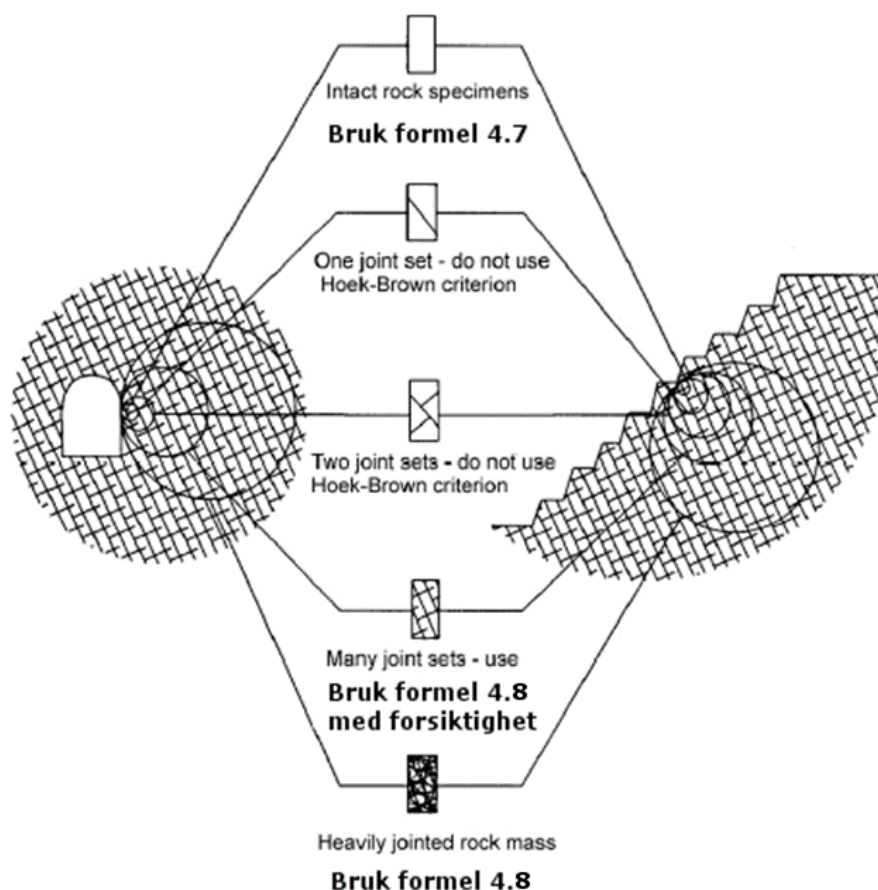
$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (4.9)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (4.10)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad (4.11)$$

$D$  er en faktor som avhenger av påvirkningen på grunn av sprengningsskader og spenningsavlastning. Den varierer fra 0 ved upåvirkede in-situ bergmasser til 1 for veldig påvirkede bergmasser (Hoek, 2007).

Hoek-Brown bruddkriterium tar utgangspunkt i isotrope bergmasser. Derfor bør det kun benyttes i bergmasser som er tilstrekkelig oppsprukket slik at isotrop oppførsel kan antas (Figur 4-3)(Hoek & Brown, 1997).



Figur 4-3: Oppsprekking i bergmassen avgjør hvilket bruddkriterium som bør benyttes. Redigert etter Hoek (2007).

For å analysere bergmassens oppførsel etter brudd, må det fastsettes residualverdier for de ulike parameterne. Cai et al. (2007) har foreslått noen formler (Formel 4.12 - 4.16) for å estimere residualverdier for Hoek-Brown parameterne ut i fra residual GSI-verdi ( $GSI_r$ ).  $GSI_r$ -verdien er en funksjon av residualverdien for blokkstørrelse ( $J_c^r$ ) og residualverdien for sprekkeoverflatens forhold ( $V_b^r$ ) gitt ved:

$$GSI_r = f(J_c^r, V_b^r) \tag{4.12}$$

---

Dersom residualverdier for blokkstørrelse og sprekkeforhold ikke er kjent, kan Formel 4.13 benyttes for et estimat av  $GSI_r$ .

$$GSI_r = GSI e^{-0,0134 * GSI} \quad (4.13)$$

$$m_r = m_i \exp\left(\frac{GSI_r - 100}{28}\right) \quad (4.14)$$

$$s_r = \exp\left(\frac{GSI_r - 100}{9}\right) \quad (4.15)$$

$$a_r = 0,5 + \frac{1}{6} \left( e^{\frac{-GSI_r}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad (4.16)$$

Undersøkelsene som ledet frem til disse ligningene, tok utgangspunkt i bergmasser hvor  $GSI$ -verdien var mellom 40 og 80. Det antas at parameterne  $\sigma_{ci}$  og  $m_i$  forblir uforandret etter at brudd har oppstått (Cai et al., 2007).



## 5. LEKKASJE OG STABILITET I VANNTUNNELER

De fleste utlekkasjer av vann skjer fra tunneler nær overflaten. Her er bergmassen mest oppsprukket og sprekkene har større åpning enn dypere ned i bergmassen (Panthi, 2006). Vannlekkasje inn i tunnel under driving fører til økt risiko i arbeidet. Boring og sprengning kan bli utfordrende og stabiliteten reduseres på grunn av reduksjon i bergmassekvalitet. Resultatet blir ofte økte kostnader og betydelige forsinkelser. Vannlekkasjer fra vannkraftanlegg under drift kan føre til redusert stabilitet og store økonomiske tap (Panthi, 2006).

I de følgende avsnittene er det sett på problematikken knyttet til lekkasje fra vanntunneler og metoder for å estimere lekkasjen. Videre er det sett på mulige tiltak som kan iverksettes for å tette eller redusere vannlekkasje. Tilslutt i kapitlet er det sett på hva som er vanlig praksis ved bergsikring i vanntunneler og hvilke stabilitetsproblem som kan forventes.

### 5.1 LEKKASJE FRA TRYKKTUNNELER

Kontrollere vannlekkasje i anlegg med fullt hydrostatisk trykk er et av de viktigste aspektene ved uforete vanntunneler. I kraftverkstunneler er kravet til lekkasje at det ikke skal forekomme tap av vann som fører til økonomiske konsekvenser. I drivefasen vil kravet være at fremdriften ikke skal heftes av lekkasjen (Hognestad et al., 2010).

Lekkasje i trykktunneler er ofte et resultat av høy naturlig permeabilitet i form av åpne sprekker eller svakhetssoner, eller høy industert permeabilitet på grunn av hydraulisk splitting. Hydraulisk splitting kan åpne eksisterende sprekker, eller føre til dannelse av nye (Rancourt, 2010). I harde, lite porøse bergmasser skjer vannstrømning gjennom sprekkene. Lekkasjen kan skje gjennom et vannførende sprekesett, eller gjennom et nettverk av sprekker (Zimmerman & Bodvarsson, 1996).

Selmer-Olsen (1981) studerte vannlekkasje i 11 norske kraftverk. Anleggene er plassert i gneis eller granitt og har over 100 meters overdekning. Fra studien er det listet opp noen punkter som er felles for de undersøkte anleggene:

- Bergartene er sterke, har høy deformasjonsmodulus og lav porøsitet
- Lekkasjesprekkene er steile (85 % har steilere fall enn  $70^\circ$ ) og har strøk  $45^\circ \pm 15^\circ$  på strøket til store svakhetssoner i området
- Lekkasjen skjer gjennom ett sprekesett

- Hoved-lekkasjen skjer gjennom kanaler i sprekkene dannet på grunn av oppløsning av kalsitt
- De ligger for dypt til å ha noe med dagforholdene å gjøre
- Topografisk betingede anisotropiske spenninger eller utgående skyvesoner har ikke noe med lekkasjen å gjøre
- I mange tilfeller tilsvarer vanntrykket overdekningen

Han konkluderte med at relativt nye tektoniske spenninger er de drivende kreftene som genererer sprekker som gir stor lekkasje i dype tunneler.

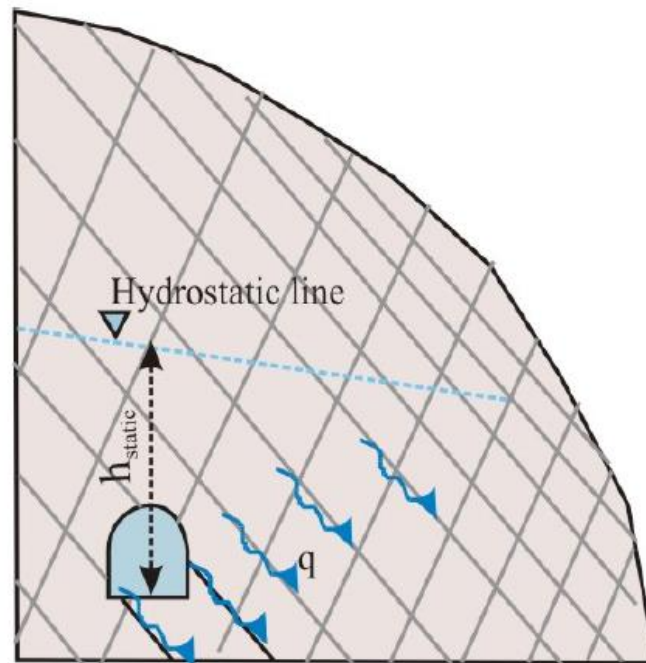
Basert på en studie av vannlekkasje i norske kraftanlegg foreslår Panthi og Basnet (2016) klassifiseringskategorier for lekkasje (Tabell 5-1).

Tabell 5-1: Lekkasjeklasser oversatt fra Panthi og Basnet (2016).

Lekkasjeklasse	Beskrivelse	Spesifikk lekkasje i l/min/m tunnel	Kommentar
<b>LK1</b>	Ubetydelig lekkasje	< 1.0	Ingen tiltak behøves. Intensiteten på lekkasjen må overvåkes over tid.
<b>LK2</b>	Mindre lekkasje	1.0 – 1.5	Ingen tiltak behøves med mindre lekkasjen er konsentrert til en lokalitet. Intensiteten på lekkasjen må overvåkes over tid.
<b>LK3</b>	Medium lekkasje	1.5 – 2.0	Identifiser områder med lekkasje og vurder om tiltak må iverksettes. Intensiteten på lekkasjen må overvåkes over tid.
<b>LK4</b>	Betydelig lekkasje	2.0 – 5.0	Identifiser områder med betydelig lekkasje. Undersøk skadene og lag en strategi for tiltak. Revurdering av design kan være nødvendig.
<b>LK5</b>	Ekstrem lekkasje	> 5.0	Komplett svikt i design. Installering av permanent foring.

## 5.2 ESTIMERE LEKKASJE

Det har vist seg vanskelig å forutsi og kvantifisere vannlekkasje i forkant av driving av tunnel og bergrom (Panthi & Nilsen, 2010). Lekkasje gjennom uforete trykktunneler er styrt av det hydrostatiske trykket, oppsprekingsgraden og diskontinuitetenes karakteristikk som vist i Figur 5-1 (Panthi, 2006).



Figur 5-1: Prinsippskisse av mulig vannlekkasje fra uforet trykktunnel (Panthi, 2006).

Det er benyttet to metoder for å estimere lekkasjen fra tilløpstunnelen i denne oppgaven, Tokheim og Janbus metode og Panthis metode. Metodene blir presentert i de etterfølgende avsnittene.

### 5.2.1 TOKHEIM OG JANBUS METODE

Tokheim og Janbus metode som ble utviklet på 1970-tallet, var opprinnelig for å evaluere luftlekkasje fra luftputekammer. Metoden har vist seg å være egnet til vurdering av vannlekkasje fra vanntunneler. Det tas hensyn til bergmassens permeabilitet, og lekkasje estimeres ut ifra Formel 5.1.

$$Q_w = \frac{2\pi K L p}{\mu_w G} \quad (5.1)$$

Der  $Q_w$  er lekkasje i  $\text{m}^3/\text{s}$ ,  $K$  er spesifikk permeabilitet i  $\text{m}^2$ ,  $L$  er tunnelens lengde i meter,  $p$  er hydraulisk trykk i Pascal og  $\mu_w$  er vannets dynamiske viskositet ( $9,81 \cdot 10^{-10} \text{ N}/(\text{m} \cdot \text{s})$ ).  $G$  er en geometrisk faktor som beskriver strømningsmønsteret relatert til tunnelens geometri og er gitt ved Formel 5.2.

$$G = \ln \frac{(2D-r)(L+2r)}{r[L+2(2D-r)]} \quad (5.2)$$

Der  $D$  er avstanden mellom tunnelens lengdeakse og grunnvannsspeilet og  $r$  er ekvivalent radius. Det vil si radius til en sylinder med et areal lik tunnelens areal.

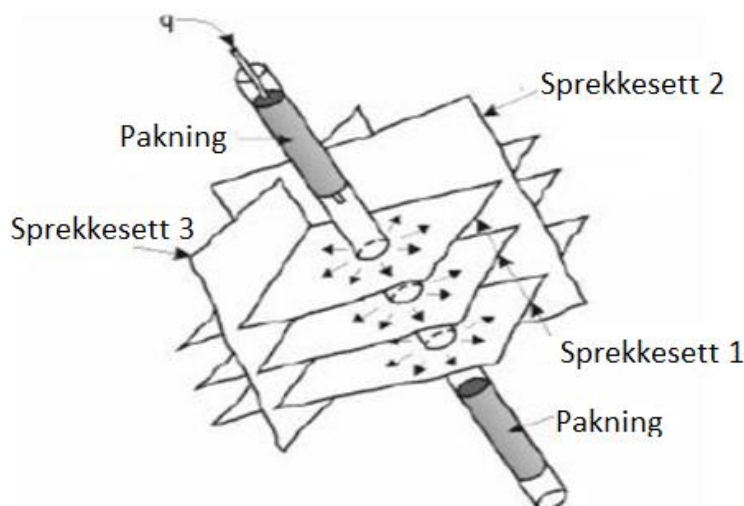
Ved å sette uttrykket for permeabilitet (Formel 3.9) inn i Formel 5.1, blir spesifikk lekkasje uttrykt i liter per minutt per meter tunnel (l/min/m)(Panthi, 2006).

$$q = \frac{60000 \cdot 2\pi \cdot k_w \cdot p}{\gamma_w \cdot G_1} = \frac{120000 \cdot \pi \cdot k_w \cdot \gamma_w \cdot h_{static}}{\gamma_w \cdot G_1} = \frac{3,77 \cdot 10^5 \cdot k_w \cdot h_{static}}{G_1} \quad (5.3)$$

Her er  $h_{static}$  vanntrykkshøyden i meter og  $G_1$  er den geometriske faktoren for en meter tunnel ( $L = 1$  i Formel 5.2).

For å benytte denne metoden til å estimere lekkasje, må en ha informasjon om hydraulisk konduktivitet. Det er utfordrende å få et pålitelig estimat for hydraulisk konduktivitet i en bergmasse da den i stor grad avhenger av oppsprekingsgrad og type bergart (Panthi, 2006).

En måte å estimere konduktiviteten er ved å teste permeabiliteten i borhull ved Lugeon test. Testen utføres ved å pumpe vann inn i en seksjon av et borhull som er avgrenset av pakkere og vanntapet i seksjonen registreres (Figur 5-2). Ved å flytte pakkene langs borhullet, oppnås en stegvis logging langs hele lengden av borhullet (Nilsen & Thidemann, 1993). Lengden på en testseksjon varierer mellom 3-10 meter og diameteren på borhullet er 0,06-0,10 meter. Vann pumpes inn i borhullet med et overtrykk på 1 MPa relativt til det stedlige grunnvannstrykket. Vanntapet i løpet av 5 minutter registreres med en strømningsmåler. Resultatene av testen gis som vanntap i liter per minutt per meter borhull. Denne enheten kalles Lugeon (Lu). Resultatene brukes til å evaluere behovet for injeksjon, eller som estimat for hydraulisk konduktivitet (Stille, 2015).



Figur 5-2: Prinsippet ved Lugeon testing (Nilsen & Broch, 2012).

### 5.2.2 PANTHIS METODE

Utover Tokheim og Janbus metode for estimering av lekkasje finnes det få andre korrelasjoner som er benyttet i litteraturen. Panthi (2006) har basert på data fra konstruksjon av en uforet



tilløpstunnel i Himalaya, funnet et empirisk forhold mellom lekkasje og parametere som beskriver bergmassen. Det er funnet at lekkasje påvirkes av fire parametere: vanntrykkshøyde ( $h_{static}$ ), antall sprekkesett ( $J_n$ ), sprekkenes ruhet ( $J_r$ ) og sprekke materiale ( $J_a$ ). Spesifikk lekkasje i liter per minutt per meter tunnel er gitt ved Formel 5.4.

$$q_t = f_a * h_{static} * \frac{J_n * J_r}{J_a} \quad (5.4)$$

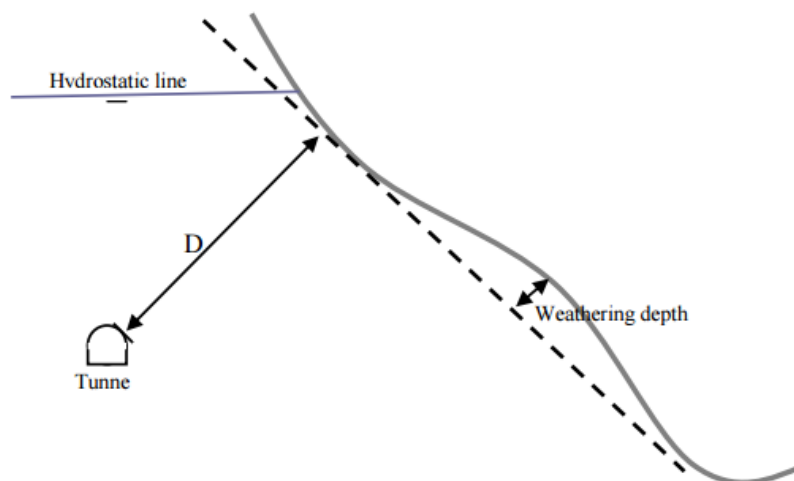
Der  $f_a$  er permeabilitetsfaktoren i l/min/m<sup>2</sup> og  $h_{static}$  er vanntrykk i meter.  $J_n$ ,  $J_r$  og  $J_a$  er sprekkekarakteristikker beskrevet av Q-systemet tidligere i oppgaven.

Permeabilitetsfaktoren er relatert til permeabilitetsegenskapene langs sprekkenes, og gir et uttrykk for sprekkenes konduktivitet. Formel 5.5 gir et grovt estimat av  $f_a$ .

$$f_a = \frac{J_p}{D * J_s} \quad (5.5)$$

Der  $J_p$  er sprekkenes lengde i meter (maksimalt 25 meter),  $J_s$  er sprekkeavstand i det dominerende sprekkesettet i meter, og  $D$  er korteste avstand fra tunnelen til dalsiden under den hydrostatiske linjen i meter (Figur 5-3).

Permeabilitetsfaktoren varierer avhengig av type innfylling i diskontinuitetene. Lav verdi representerer impermeable sprekker, og høy verdi representerer åpne sprekker med permeabelt materiale. Korrelasjonen er utarbeidet på bakgrunn av data fra én tilløpstunnel i Nepal. Dersom forholdene fraviker mye fra forholdene her, bør ikke korrelasjonen benyttes (Panthi, 2006).



Figur 5-3: Figur som illustrerer  $D$  i Formel 5.5 (Panthi, 2010).

### 5.3 TILTAK FOR Å REDUSERE VANNLEKKASJE

I de tilfellene der en forventer problem på grunn av vann, er det vanlig å utføre forinjeksjon under driving. Målet er da å skape en vanntett sone rundt tunnelen ved å redusere bergmassens permeabiliteten (Nilsen & Broch, 2012). Ved tilløpstunnelen til Holsbru kraftverk ble det ikke utført forinjeksjon. Det må derfor vurderes ulike muligheter for å tette vannlekkasjer i etterkant. I de følgende avsnittene blir det presentert to metoder for å tette vannlekkasjer i etterkant av driving.

#### 5.3.1 MAURING

Mauring er en tetteteknikk som benyttes ved store lekkasjer gjennom åpne sprekker, der en ikke får ønsket trykkoppbygging. Mauringsmassen pumpes inn gjennom borhull og strømmer mot lekkasjestedet hvor den avsettes. Flere typer masse kan benyttes, eksempelvis skumgummibiter, høvelspon og sagflis. Sagflis er mye brukt da det absorberer vann og ekspanderer etter en tid i vann (Klüver & Kveen, 2004).

#### 5.3.2 ETTERINJEKSJON

Erfaringer med etterinjeksjon har vist at det er utfordrende og tidkrevende å tette lekkasjer etter at bergrommet er drevet da bergmassen må tettes utenfor den sprengingspåvirkede sonen. Tykkelsen av den sprengningspåvirkete sonen er omtrent 0,5-1,5 meter utenfor tunnelkonturen (Hognestad et al., 2010).

I forkant av en etterinjeksjon er det nødvendig å sikre bergrommet. Ved injeksjon benyttes høyt trykk noe som kan føre til at sprekker åpnes og blokker faller ut. For å unngå blokkutfall må bergrommet sikres med bolt og sprøytebetong. Boltene må også gyses før injeksjonsarbeidet begynner for å hindre masseutgang i boltehullene (Hognestad et al., 2010).

Før etterinjeksjon starter må sprekkeene som antas å føre vann, kartlegges. Injeksjonshullene bør treffe disse omtrent 5-10 meter utenfor tunnelprofilet. Hullene med størst lekkasje brukes i første omgang som avlastningshull. Etter at alle hullene er boret, starter injeksjon i hullene som er plassert lengst fra hoved-lekkasjen. Før hullene med lekkasje tettes, bør injeksjonsmaterialet i de først injiserte hullene herdes i 24 timer for å unngå at injeksjonsmassen spyles ut av det siste hullet (Hognestad et al., 2010).

Utført etterinjeksjon har vist at lekkasjen i mange tilfeller flyttes etter hvert som flere hull injiseres. Det er derfor viktig at hullene bores i tilstrekkelig avstand fra lekkasjen. Hva som er tilstrekkelig avstand avhenger av overdekning og grad av oppsprekking i bergmassen (Hognestad et al., 2010).

### ***Injeksjonsstrategi***

Valg av injeksjonsstrategi bør gjøres basert på bergmassens egenskaper. I bergmasser med sprekker som har sprekkefylling er det ofte en tendens til leiomvandling og kanaldannelse langs sprekken. En slik bergmasse vil være middels lett å injisere. Injeksjonsopplegget bør tilpasses kontinuerlig ettersom mengden sprekkefyll kan variere fra sted til sted. Ved tunneltversnitt på 8,5 meter anbefales det hullengder mellom 15 og 30 meter og 15-40 hull per injeksjonsskjerm. I nærheten av svakhetssoner vil mengde leire normalt øke. Dette betyr en tettere bergmasse, men til gjengjeld vanskeligere å injisere. Ved økende leirinnhold langs sprekker og slepper bør hullengden reduseres og antall hull økes (Klüver & Kveen, 2004).

I svakhetssoner der deler av sleppematerialet er omdannet til leire, er selve sonen ofte tett. I forbindelse med slike soner er det ofte knyttet et større stabilitetsproblem enn vannproblem. I de tilfeller der sideberget til sonen er oppsprukket uten sprekkefyll, kan lekkasje forekomme. Det er en tendens til høyere oppsprekking av sideberget på oversiden sammenlignet med undersiden av svakhetssoner (Klüver & Kveen, 2004).

En vellykket etterinjeksjon ble utført ved Khimti kraftverk i Himalaya i en berggrunn bestående av gneis med til dels åpne sprekker. Her ble det boret 12 hull med vekslende lengde på 6 og 12 meter. Analyser i etterkant viste at det ble injisert 693 kg injeksjonsmasse per meter tunnel. Forbruket var høyest i berg med en Q-verdi mellom 0,1 til 4 (Panthi & Nilsen, 2005). En gjennomgang av prosjektet er gitt i Kapittel 7.

### ***Injeksjonsmasse og injeksjonstrykk***

I Norge brukes det hovedsakelig sementbaserte injeksjonsmasser. Det skilles mellom industrisement og mikrosegment. Industrisement vil i de fleste tilfeller være tilstrekkelig forutsatt en god injeksjonsstrategi, men det vil avhenge av bergmassens oppsprekingsgrad og sprekkenes karakter (Klüver & Kveen, 2004). Mikrosegment er en svært finkornet sement med  $d_{95} < 20 \mu\text{m}$ . Mikrosegment benyttes ofte til etterinjeksjon, ettersom det er viktig at injeksjonsmassen har best mulig inntrengningsevne (Hognestad et al., 2010).

Hvor godt injeksjonsmassen transporteres inn i bergmassen er avhengig av injeksjonsmassens flyteegenskaper, inntrengningsegenskaper og trykkutvikling under injeksjonen. Gode flyteegenskaper og økt inntrengningsevne oppnås ved høyt vann/sement-forhold. V/c-forholdet beskriver vektforholdet mellom vann og sement. Et høyt v/c-forhold har også negative konsekvenser, ved at herdetiden blir lenger og kvaliteten på den herdete massen blir dårligere. I tillegg kan det kan føre til unødvendig høyt masseforbruk og uønsket hydraulisk splitting av bergmassen. Et lavt v/c-forhold vil på den andre siden gi rask trykkoppbygging og raskere

avbinding. Til gjengjeld vil injeksjonsmassen ha dårligere inntrengningsevne (Klüver & Kveen, 2004).

For å øke flyteegenskapene uten å øke v/c-forholdet, kan injeksjonsmassen tilsettes vannreducerende tilsetningsstoffer. Et eksempel er superplastiserende stoffer som gir en raskere avbinding, noe som er ønskelig i en injeksjonsmasse.

I starten av en injeksjon velges ofte et høyt v/c-forhold ( $v/c = 1$ ). Etter hvert som injeksjonstrykket øker, opp mot 60-80 bar, reduseres v/c-forholdet (ned mot  $v/c = 0,5$ ). Injeksjonen avsluttes når stoppkriteriene satt i forkant av injeksjonen er nådd. Det kan være maksimalt injeksjonstrykk eller maksimal mengde injeksjonsmasse per hull (Klüver & Kveen, 2004).

I noen tilfeller der en ikke oppnår ønsket injeksjonstrykk og forbruket av sement blir unødvendig stort, kan det være aktuelt å blande ulike typer injeksjonsmasser. For eksempel kan 5-10 % av sementmengden erstattes med polyuretan. Polyuretan er et flytende stoff som blir til skum i kontakt med vann. Stoffet ekspanderer 20-25 ganger og reaksjonen er ferdig i løpet av 2 minutter (Hognestad et al., 2010).

Dersom det benyttes industrisement må hullmønsteret være tettere enn ved bruk av mikroement på grunn av dårligere inntrengningsevne. Her bør kostnadene for ekstra bormeter og prisdifferanse på sementen sammenlignes. I tilfeller med vannlekkasje fra vanntunneler må kostnad for tapt produksjon vurderes opp imot kostnaden for etterinjeksjon (Hognestad et al., 2010).

### **5.4 BERGSIKRING OG STABILITET I VANNTUNNELER**

Driving av tunnel og bergrom fører til endring av materialegenskaper, spenningssituasjon og vannforhold i bergrommets umiddelbare nærhet. Krefter som virker destabiliserende er gravitasjonskrefter, spenningsforhold, vanntrykk på sprekker og eventuelt svelletrykk i leirholdige svakhetssoner. De stabiliserende kreftene er bergmassens styrke og skjærfasthet langs sprekker (Nilsen & Broch, 2012).

Stabilitetsforholdene i en tunnel vil endres over tid. Spesielt for vanntunneler er at fylling med vann vil kunne påvirke stabiliteten til tunnelen ved at vannmassene har varierende hastighet, trykk, temperatur og kjemisk sammensetning (Thidemann, 1981). Tilgangen på vann kan videre påvirke aktiviteten til svelleleire. I tillegg har vannet en innvirkning på de stabiliserende

---

forholdene ved at bergmassens styrke og skjærfasthet langs sprekker reduseres (Nilsen & Broch, 2012).

Designfilosofien for uforete tunneler i Norge er at det aksepteres ustabilitet i form av mindre blokknedfall. Kostnaden ved å installere sikring som hindrer dette, er antatt å være høyere enn kostanden grunnet falltap langs tunnelen. For å hindre at nedfallet og sand blir transportert ned til turbinene, etableres det et sandfang i enden av tilløpstunnelen (Bråtveit, Bruland & Brevik, 2016).

Denne designfilosofien sammen med gunstige bergforhold, har resultert i at de fleste vanntunnelene i Norge kun har 2-4 % betong- eller sprøytebetongforing installert. I spesielle tilfeller er det installert i 40-60 % av tunnelens lengde (Broch, 2016).

#### **5.4.1 SIKRINGSMIDLER OG -METODER**

Det har skjedd en stor utvikling av type sikringsmidler og -metoder fra de første vannkrafttunnelene ble drevet og frem til i dag. Spesielt har forbedring av sprøytebetongteknologien ført til utvidet bruksområdet for sprøytebetong. I mange tilfeller har fiberarmerte sprøytebetongbuer tatt over for bruksområdene til full betongutstøping (Nilsen & Broch, 2012). Der vil her bli gitt en kort gjennomgang av sikringsmetodene benyttet i norsk tunneldriving.

##### ***Rensk***

Etter hver salve gjennomføres det en fjerning av løst berg som første del av sikringsarbeidet. Tidligere ble denne utført manuelt med spett, men i dag har mekanisk rensk med maskin i stor grad tatt over (Nilsen & Broch, 2012).

##### ***Bolting***

Bolting utføres som spredt bolting av ustabile enkeltblokker, eller som systematisk bolting over en del av tunnelen. Det finnes flere typer bolter og hovedforskjellen på de ulike typene er forankringsmetoden. Kamstålbolter forankres enten med polyesterpatron eller støpes inn i sementmørtel. Ved polyesterpatron kan bolten brukes til både arbeids- og permanent sikring (Vik Ørsta, 2016c). CT-bolten forankres med ekspansjonshylse, og støpes senere inn med sementmørtel. Bolten tar last umiddelbart etter installasjon og kan forspennes før den støpes inn (Vik Ørsta, 2016b). Andre typer er ekspansjonsbolter og friksjonsbolter.

##### ***Sprøytebetong***

Bruken av sprøytebetong som sikringsmiddel har økt de siste tiårene, spesielt etter introduksjon av våtsprøyting fra maskin og ved innføringen av stålfiberarmering (Nilsen & Broch, 2012).

Sikring med sprøytebetong er en overflateforsterkning, basert på heft mellom sprøytebetong og bergmasse (Pedersen, Kompen & Kveen, 2010). Heften er avhengig av sprøytebetongens sammensetning, men viktigst er bergoverflatens karakter. Sprøyting på slepper med leire eller belegg av sjiktgittersilikater (kloritt, talk, grafitt) kan gi lav heft styrke, 0,1 - 0,5 MPa. Ved gunstige geologiske forhold kan heftstyrken komme opp i 1,5 MPa. Tilsetting av stålfiber bidrar til fordeling av svinnspenninger slik at heften mot berg beholdes. I tillegg øker de betongens seighet slik at den kan ta opp mer last (Nilsen & Broch, 2012).

Sprøytebetong brukes først og fremst som midlertidig sikring av oppsprukket berg. Det påføres da et 5-10 cm tykt lag, noe som ofte tilfredsstiller kravet til permanent sikring. I tilfeller med f.eks. sprakefjell, kombineres sprøytingen med bolting (Nilsen & Broch, 2012).

For å kontrollere betongens egenskaper benyttes ulike tilsetningsstoffer: akseleratorer, plastiserende stoffer, retardere og stabilisatorer er noen slike stoffer. Ved bruk av tilsetningsstoffer kan betongens heft, herding og tidligfasthet kontrolleres. Mer utfyllende informasjon om tilsetningsstoffer i sprøytebetong er gitt i Sve et al. (2008).

### ***Armerte sprøytebetongbuer***

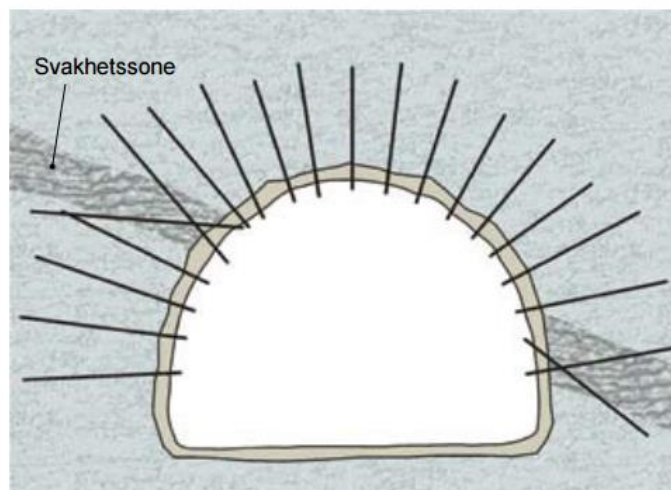
Sikring med armerte sprøytebetongbuer er rimeligere og mindre tidkrevende sammenlignet med sikring med full utstøping. Sprøytebetongbuene kombineres med radielle bolter fordelt langs hele buen. Etter hvert som buene utsettes for last, begynner armeringen gradvis å virke og forhindre videre deformasjon. Antall jern, tykkelse og avstand må dimensjoneres i forhold til antatt belastning (Pedersen, Kompen & Kveen, 2010).

### ***Full utstøping***

Full utstøping benyttes normalt kun ved kryssing av partier med spesielt dårlig bergmassekvalitet. Utstøpingen utføres ved hjelp av et støpeskjold som også fungerer som arbeidssikring ved installasjon. Minste betongtykkelse er vanligvis 30 cm. Metoden er svært tidkrevende og kostbar (Nilsen & Broch, 2012)

## **5.4.2 SIKRING AV SVAKHETSSONER**

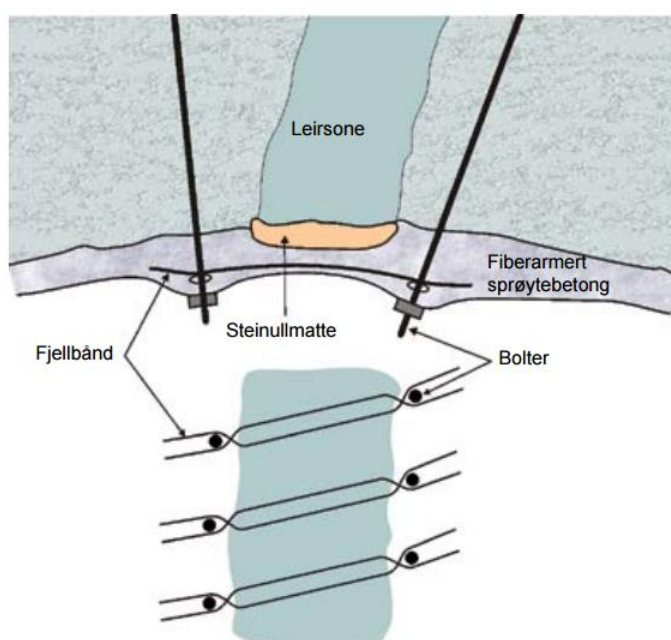
I tilfeller med mindre svakhetssoner, er det ofte tilstrekkelig å sette inn lokal forsterkning av bergmassen for å oppnå en stabil situasjon (Figur 5-4). Dersom sideberget har høy stivhet, kan det ta opp spenningene uten at deformasjon av betydning finner sted. Denne lokale forsterkningen av svakhetssonen er mulig dersom tangentialspenningene i bergrommets kontur er mindre enn bergets enaksielle trykkfasthet. Ved større svakhetssoner benyttes armerte sprøytebetongbuer (Sve et al., 2008).



Figur 5-4: Svakhetsone i en hard og oppsprukket bergmasse. Lokal bergforsterkning er mulig som permanent sikring (Sve et al., 2008).

### 5.4.3 LEIRSONER MED SVELLELEIRE

I områder med svelleleire kan det oppstå et svelletrykk som virker mot bergsikringen installert i tunnelveggen. Dersom svelleleiren får tid og mulighet til en liten volumutvidelse før sikring installeres, vil svelletrykket avta raskt. Ved sprøyting på stoff vil ikke svelleleiren få tid til deformasjon før sikringen installeres. Sprøytebetong er derfor ikke optimalt ved svelleleire. Hvis det allikevel skal benyttes bør det legges inn et elastisk materiale mellom sprøytebetongen og bergmassen for å unngå at svelletrykket skal virke direkte på sprøytebetongen (Figur 5-5)(Sve et al., 2008).



Figur 5-5: Eksempel på bruk av sprøytebetong ved sikring av leirsoner (Sve et al., 2008).

Dersom leirsonen ikke er svellende kan den fortsatt utøve et trykk på bergsikringen. Kreftene er da resultat av gravitasjonslaster som følge av poretrykkøkning, friksjonsnedsettelse på riss etter vannfylling, eller oppløsning og utvasking (Selmer-Olsen, 1985).

### **5.4.4 STABILITETSPROBLEM I NORSKE VANNTUNNELER**

Inspeksjon av norske vanntunneler viser at stabilitetsproblem i stor grad er knyttet til lokale forkastninger og svakhetssoner. Blokknedfall skjer i nærheten av svakhetssoner eller i områder sikret med sprøytebetong (Bråtveit, Bruland & Brevik, 2016).

Undersøkelse av ras og nedfall i 18 vanntunneler utført av Thidemann (1981), viser at hovedårsaken til nedfall er knusningssoner og slepper. Nedfallet har i stor grad skjedd fra områder som er usikret, eller sikret med sprøytebetong. Det ble også registrert flere tilfeller der sprøytebetongen var påkjent henimot brudd.

Svakhetssoner i prekambriske grunnfjellsbergarter er ofte infisert med svelleleire. Erfaringer har vist at sprøytebetong påføres skade ved svelletrykk over 0,2 MPa. Ved svelletrykk  $> 0,5$  MPa funnet ved ødometertest, benyttes betongutstøping ved soner som strekker seg over 2 meter. Bredde på sonen og sonens orientering er avgjørende for mengde sikring (Pedersen, Kompen & Kveen, 2010).

Ved mangelfull ingeniørgeologisk oppfølging under driving risikeres det at stabilitetsproblem dekkes over ved sprøyting på stuff. Spesielt tørre leirsoner som i kontakt med vann vil begynne å svulle, kan være vanskelige å oppdage i etterkant av sprøyting (Nilsen & Broch, 2012).



## 6. DESIGNPRINSIPPER FOR TRYKKSJAKTER OG -TUNNELER

I Norge er det vanlig at trykksjakter og -tunneler er uforet. Siden det ikke er noe stål eller betong som kan ta opp vanntrykket, må bergmassen selv ta opp denne lasten. For å imøtekomme strenge krav til sikkerhet og vanntetthet, er det flere faktorer som angår plasseringen av anlegget som må tas stilling til. Det gjelder hovedsakelig geologiske og topografiske faktorer (Nilsen & Thidemann, 1993).

### 6.1 GEOLOGISKE FAKTORER

Plassering av undergrunnsanlegg til vannkraftproduksjon er ofte begrenset til et spesifikt område på grunn av hensyn til hydrauliske forhold, adkomstmuligheter og økonomiske faktorer (Nilsen & Thidemann, 1993).

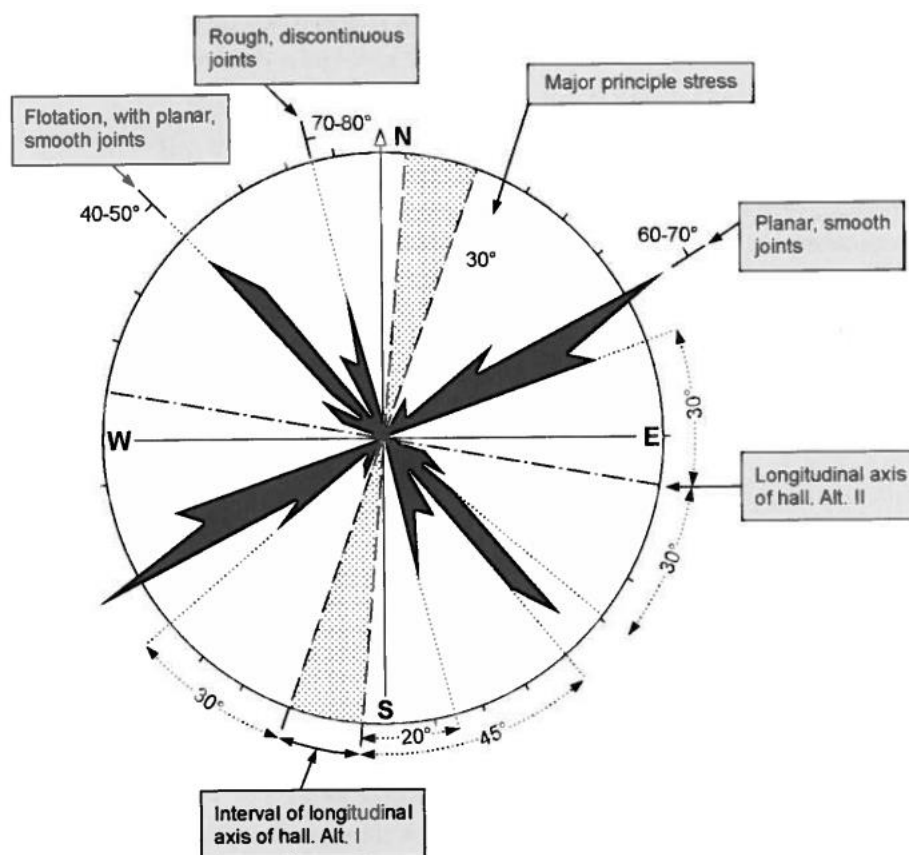
Ved plassering av uforete trykktunneler bør områder der bergmassen har høy porøsitet, er preget av karstdannelser eller er sterkt oppsprukket, unngås. I tillegg bør det ikke være impermeable lag mellom tunnelen og overflaten da det kan føre til oppbygging av poretrykk på kritiske punkt (Nilsen & Thidemann, 1993).

Iserosjon under siste istid gjorde at bergoverflaten i Norge i dag ikke har noe forvitringssone av betydning. Bergmassen er på den andre siden sterkt oppsprukket, noe som gjør at permeabiliteten i de øvre 5-40 meterne er relativt høy. Tunneler og sjakter bør derfor plasseres under denne oppsprukne sonen (Selmer-Olsen, 1969). Så langt det er mulig bør kryssing av svakhetssoner unngås. Dersom det ikke er mulig, må kryssingen gjøres kortest mulig med gunstig vinkel (Selmer-Olsen, 1988).

I grunne anlegg er det kort avstand til overflaten og de vertikale spenningene vil være lave. I disse tilfellene er det viktig at minimum overdekning blir definert. En generell regel er at det skal være et fornuftig lag av uforvitret berg over hengen. Dette laget må være tykt nok slik at det etableres tilstrekkelige normalspenninger over sprekker for å oppnå en selv bærende effekt. Laget bør være minimum 5 meter målt fra teoretisk maksimal overmasse over hengen (Nilsen & Thidemann, 1993).

For optimal orientering av tunneler og bergrom må det tas hensyn til bergmassens detaljoppsprekking. For mindre tunneler bør vinkelen mellom hovedsprekkesettet og lengdeaksen være større enn 25-30°, for å unngå overmasse og redusert stabilitet. Lengdeaksen bør legges nærmest mulig halveringslinjen for største skjæringsvinkel mellom de to viktigste

sprekkeretningene (Figur 6-1). I tillegg til orienteringen må hensyn tas i forhold til sprekkenes steilhet og friksjonsegenskaper (Nilsen & Broch, 2012).



Figur 6-1: Sprekkerose for evaluering av beste plassering av kraftstasjonshall i forhold til oppsprekking og spenningsforhold (Edvardsson & Broch, 2002).

## 6.2 TOPOGRAFISKE FORHOLD

Ved plassering av en trykksjakt eller -tunnel er kravet at vanntrykket ikke skal føre til deformasjon i den omkringliggende bergmassen. Det betyr at minste hovedspenning på et hvert punkt langs tunnelen må være større enn vanntrykket. Dersom dette kravet ikke er tilfredsstillt vil det oppstå hydraulisk splitting (Nilsen & Broch, 2012).

### 6.2.1 TOMMELFINGERREGLER

Det er utviklet en rekke designprinsipper for å gi et estimat av nødvendig overdekning for å unngå hydraulisk splitting. I starten av bygging av uforete trykksjakter og -tunneler lå det en oppfatning om at dersom lasten av overliggende bergmasse var like stor eller større enn vanntrykkshøyden, var anlegget sikret mot hydraulisk splitting. Vogt (1922) mente at denne oppfatningen kunne føre til katastrofale økonomiske tap. Han påpekte at risikoen ved

trykktunneler først og fremst var knyttet til dårlige fjellparti som vannet lett kunne strømme gjennom, i tillegg til vannets mekaniske påvirkning på bergmassen.

Den første generelle designregelen som ble benyttet i planlegging av uforete trykksjakter på 1950- og 1960-tallet var:

$$h > c * H \quad (6.1)$$

Der  $h$  er vertikal overdekning i meter,  $H$  er statisk vanntrykk i meter og  $c$  er en konstant avhengig av dalsidens helling.  $C$  settes til 0,6 for dalsider slakere enn  $35^\circ$  og opp til 1 for dalsider på  $60^\circ$ . Da regelen ble tatt i bruk var det vanlig at trykksjaktene hadde en helling på  $45^\circ$  (Broch, 1982).

I 1968 skjedde det vannutbrudd i trykksjakten ved Byrte kraftverk, sjakten hadde en helling på  $60^\circ$ . Dette førte til at Selmer-Olsen i 1969 la frem en tommelfingerregel som også gjaldt for sjakter brattere enn  $45^\circ$ .

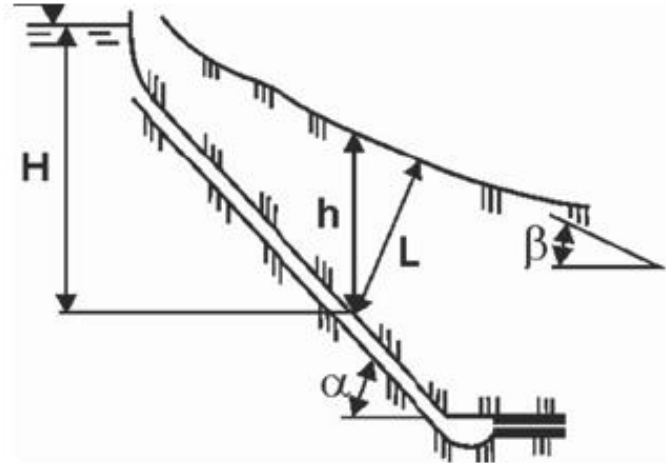
$$h > \frac{\gamma_w * H}{\gamma_r * \cos \alpha} \quad (6.2)$$

Der  $h$  er vertikal overdekning i punktet som betraktes i meter,  $\gamma_w$  er spesifikk vekt for vann ( $\text{MN}/\text{m}^3$ ),  $H$  er statisk vanntrykk i meter,  $\gamma_r$  er bergets spesifikke vekt ( $\text{MN}/\text{m}^3$ ), og  $\alpha$  er vinkelen på sjakten/tunnelen (Selmer-Olsen, 1969).

I 1970 oppstod det hydraulisk splitting langs sand-fylte sprekker med strøk parallelt den bratte dalsiden ved Åskora kraftverk. Etter denne hendelsen presenterte Bergh-Christensen og Dannevig en ny tommelfingerregel som tok hensyn til dalsidens helling og korteste avstand vinkelrett fra tunnelen til overflaten.

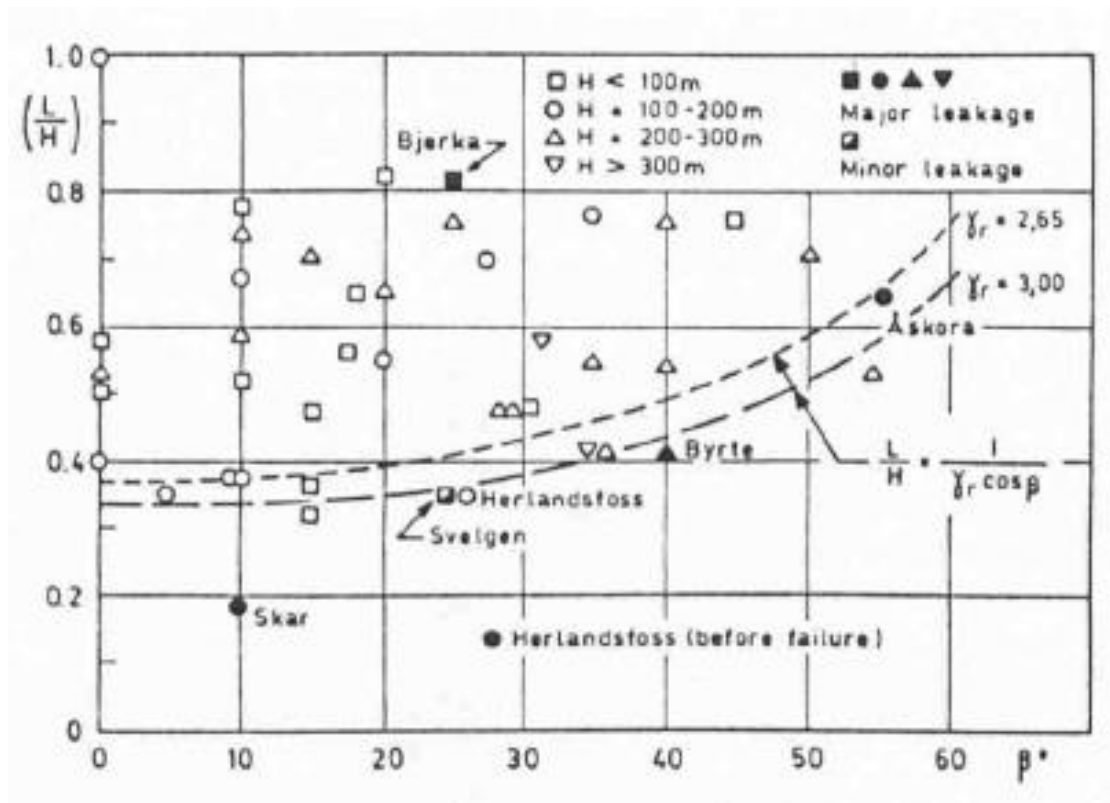
$$L > \frac{\gamma_w * H}{\gamma_r * \cos \beta} \quad (6.3)$$

Der  $L$  er korteste avstand mellom overflaten og punktet tatt i betraktning i meter og  $\beta$  er gjennomsnittlig helling på dalsiden (Broch, 1982).  $\gamma_w$ ,  $\gamma_r$  og  $H$  er som nevnt over. Definisjon av parameterne i Formel 6.2 og 6.3 er vist i Figur 6-2.



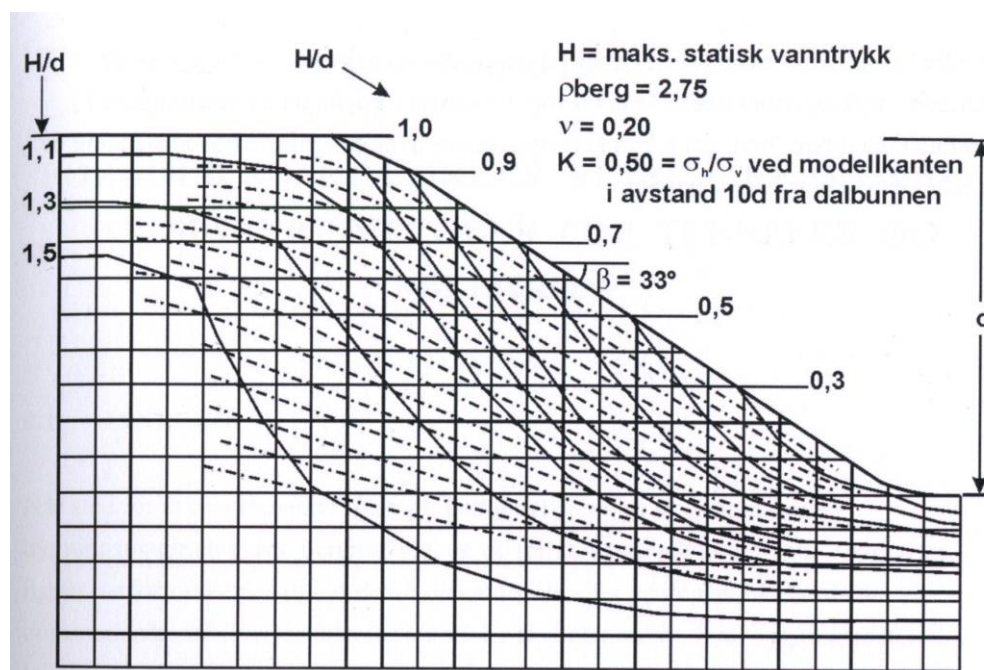
Figur 6-2: Topografiske krav for plassering av uforete trykksjakter og tunneler i henhold til tommelfingerreglene nevnt over (Panthi, 2014).

Basert på Formel 6.3 ble det utarbeidet et diagram som viser eksisterende trykksjakter og -tunneler med og uten lekkasje (Figur 6-3). Med unntak av Bjerka plottes alle trykksjaktene og -tunnelene der det er observert lekkasje, under linjen definert av tommelfingerregelen (Formel 6.3). Ved Bjerka kraftverk var det ugunstige geologiske forhold med steiltstående, permeable sprekker med strøk parallelt dalsiden, som førte til vannlekkasje opp til 1 kilometer fra trykktunnelen (Broch, 1982).



Figur 6-3: L/H-ratio for uforete trykksjakter og -tunneler plottet mot dalsidens helling (Broch, 1982)

Tommelfingerreglene er enkle likevektsbetraktninger som tar utgangspunkt i at kun gravitasjonsspenninger er tilstede rundt trykksjakten eller -tunnelen. Siden både tektoniske og topografiske spenninger kan være av stor betydning, blir disse reglene en grov forenkling (Nilsen & Broch, 2012). For å kompensere for dette, ble det på starten av 1970-tallet utviklet et nytt designverktøy basert på endelig element metoden (FEM). Det består av todimensjonale designskjemaer (Figur 6-4). Sjakten eller tunnelen plasseres slik at alle punktene langs bergrommet oppfyller kravet:  $\sigma_3 > H * \gamma_w$ . Metoden tar hensyn til tektoniske og horisontale spenninger som øker lineært med dybden (Selmer-Olsen, 1974).



Figur 6-4: FEM-todimensjonalt skjema som benyttes for plassering av trykksjakter- og tunneler (Nilsen & Broch, 2012).

Både FEM analyse og tommelfingerreglene antar at bergmassen er homogen og isotropisk, men selv i massive prekambriske granitter og gneiser vil det være naturlige sprekker. Naturlig oppsprekking i bergmassen viser seg å ikke ha stor innvirkning på distribusjonen av in-situ spenningene. Oppsprekkingen kan på den andre siden ha stor påvirkning på utviklingen av et stabilitetsproblem, så vel som lekkasje gjennom bergmassen (Selmer-Olsen, 1974).

I dag er numeriske analyser mye brukt i design av vannkraftanlegg. Ved bruk av numeriske modeller er det mulig å definere ulike materialer og sprekkesett. Gjennom numerisk modellering kan analyser av stabilitet og sikring utføres, samtidig som modellene kan benyttes til å verifisere de overnevnte analytiske metodene.



## 7. PROSJEKTER MED LEKKASJEPROBLEM

Det finnes flere tilfeller av lekkasje fra vanntunneler, der lekkasjen har ført til ustabilitet i bergmassen og store økonomiske tap (Panthi & Nilsen, 2010). I dette kapittelet er det sett på tidligere tilfeller av vannlekkasje fra kraftverksanlegg og tiltakene som ble gjennomført.

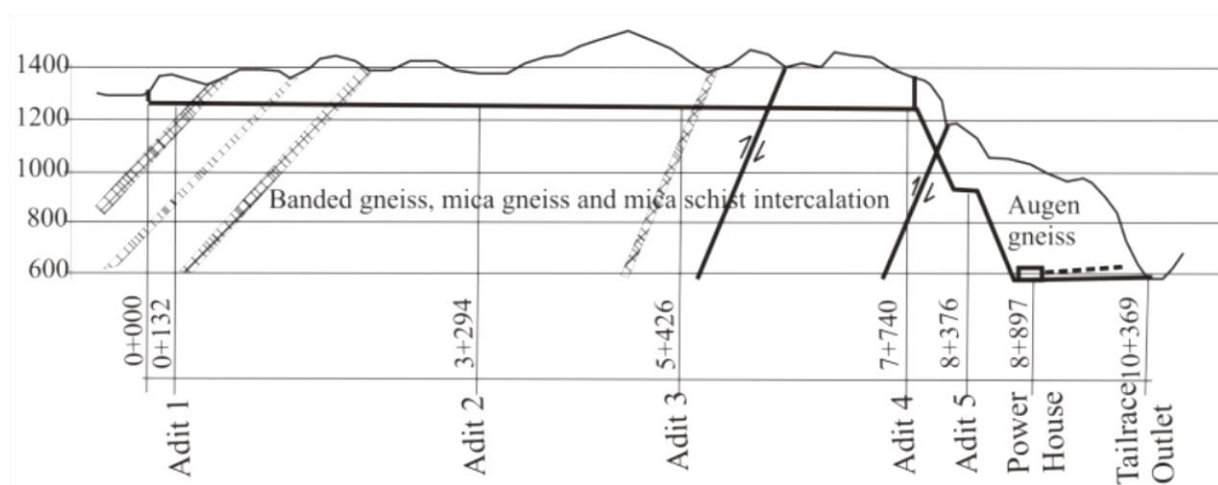
### 7.1 TILLØPSTUNNEL KHIMTI I

Vannkraftprosjektet Khimti I er plassert i Himalaya regionen om lag 100 kilometer fra Katmandu i Nepal. Anlegget ble ferdigstilt i 2000 og har siden vært i drift. Prosjektet har en installert kapasitet på 60 MW og produserer omtrent 350 GWh årlig. Anlegget omfatter 10 kilometer med vanntunneler og har en fallhøyde på 684 meter (Panthi, 2006).

Tilløpstunnelen er 7,9 kilometer lang med et tverrsnitt på 14 kvadratmeter. Tunnelen er bygget etter norsk metode og er uforet. Sikringen består av stålarmert sprøytebetong, forbolter og sikringsbolter. Det er også utført for- og etterinjeksjon i tunnelen (Panthi, 2006).

#### 7.1.1 GEOLOGISKE FORHOLD

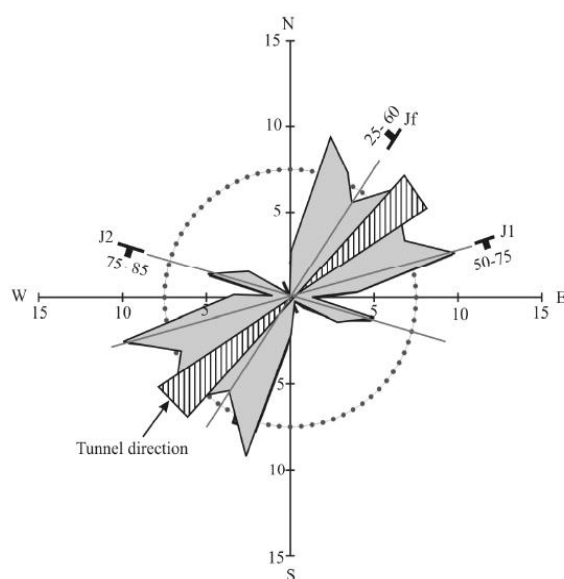
Prosjektet ligger i det krystalline gneiskomplekset Tamakoshi og er omringet av et stort forkastningssystem kalt «the Main Central Thrust (MCT)». Bergartene i området er båndet granittgneis og glimmerøyegneis med innslag av kloritt og talkglimmerskifer. På grunn av nærheten til MCT er bergartene sterkt oppsprukket og deformert. Foliasjonen har strøk nordøst til sørvest og faller mot nordvest. Flere mindre forkastninger og skjærsoner krysser tilløpstunnelen (Figur 7-1).



Figur 7-1: Lengdeprofil av anlegget med områdets geologi inntegnet (Panthi, 2006).

I forkant av drivingen ble bergmassen ansett å ha relativt god kvalitet langs store deler av tunnelen, med unntak av rundt inntaket og nedre deler av tilløpstunnelen. Det ble funnet store avvik mellom antatt bergmassekvalitet og sikringsbehovet i løpet av drivingen av anlegget (Panthi, 2006).

Det ble kartlagt tre hovedsprekkesett og tilfeldige sprekker i bergmassen (Figur 7-2). Foliajonssprekker og sprekkesett 1 går nesten parallelt med tilløpstunnelen. Sprekkesett 2 står normalt på disse to. Diskontinuitetene i den sørlige delen av tunnelen er fylt med leire og er karakterisert som impermeable. I nordre deler er sprekkenes fylt med grovkornet, permeabel silt (Panthi, 2006).



Figur 7-2: Orientering av hovedsprekkesett ved Khimti tilløpstunnel (Panthi, 2006).

### 7.1.2 VANNLEKKASJE

Det ble ikke utført forinjeksjon under driving. Ettersom drivingen pågikk ble det antatt at de åpne diskontinuitetene oppstrøms for adkomsttunnel 3 ville føre til lekkasjeproblemer ved full drift av anlegget. For delene av tunnelen som allerede var drevet, var det kun to alternativ for å kontrollere vannlekkasje, etterinjeksjon eller full utstøping. På grunn av kostnad og tidspress, ble det bestemt å gjennomføre etterinjeksjon i disse delene (Panthi, 2013).

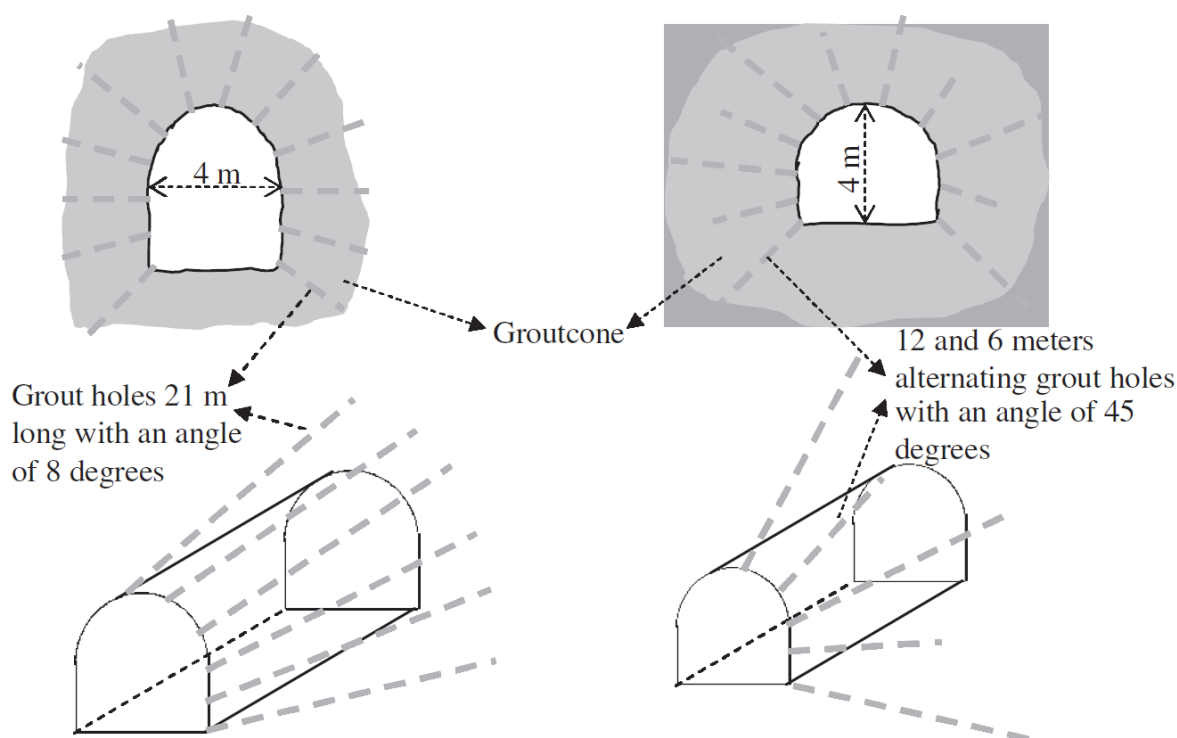
### 7.1.3 TILTAK MOT VANNLEKKASJE

Strategien for videre driving ble å evaluere permeabiliteten til bergmassen fortløpende ved sonderboring og måling av spesifikk lekkasje ( $q$ ). Dersom den spesifikke lekkasjen var større enn 1 liter per minutt per meter (1 Lugeon), skulle forinjeksjon utføres (Panthi & Nilsen, 2005).



Der det var nødvendig ble forinjeksjon utført gjennom 12 hull med en lengde på 21 meter og en vinkel på  $8^\circ$  relativt til tunnelens lengde akse rundt hele profilet (Figur 7-3). Det ble benyttet mikroement med superplastiserende tilsetningsstoffer og akselerator for å øke flyteevnen og herdeegenskapene til injeksjonsmassen.

I delene av tunnelen der det ikke var utført forinjeksjon ble det gjennomført vannmålinger. Basert på resultatene ble det utarbeidet en omfattende plan for etterinjeksjon. Industrisement ble brukt til etterinjeksjonen, hovedsakelig på grunn av kostnadene. I tillegg ble det ansett som tilstrekkelig for å tette de åpne sprekke langs tunnelen. Det ble tilsatt 5 % bentonittleire for å øke tettingseffekten av injeksjonen. Det ble injisert i et mønster med vekslende 6 og 12 meter lange hull med en avstand på 6 meter (Figur 7-3). Hullene ble boret med en vinkel på  $45^\circ$  relativt til tunnelaksen og maksimalt injeksjonstrykk ble satt til 4 bar. Totalt 941 tonn injeksjonsmasse ble injisert over en lengde på 1359 meter (Panthi & Nilsen, 2005).



Figur 7-3: Opplegg for utføring av forinjeksjon til venstre og etterinjeksjon til høyre (Panthi & Nilsen, 2005)

Analyser i etterkant viser at mest injeksjonsmasse ble brukt på berg med Q-verdi mellom 0,1 og 4 (klasse 3 og 4). Disse klassene representerer en oppsprukket bergmasse med åpne sprekker. I bergmasser med lavere kvalitet (klasse 1 og 2) er sprekke ofte leirfylte og har derfor lavere permeabilitet. Injeksjonsmengden ved etterinjeksjon var mye større enn ved forinjeksjon. Det

var vanskelig å oppnå injeksjonstrykk på 4 bar ved etterinjeksjon, da mye av massen hadde en tendens til å gå tilbake mot hengen, veggene og gulvet (Panthi, 2013).

Etterinjeksjonen var suksessfull og kravet om maksimal lekkasje på 150 l/s gjennom tunnelen ble overholdt. Etterinjeksjonen viste seg å være tre ganger så dyr som forinjeksjon, men var til gjengjeld rimeligere og mer tidseffektiv sammenlignet med alternativet som var full utstøping (Panthi, 2013).

## 7.2 TILLØPSTUNNEL ÅSKORA KRAFTVERK

Åskora kraftverk er plassert i Ålfoten i Nordfjord. Trykktunnelen er på 9 kvadratmeter og har et maksimalt vanntrykk på 200 meter. Vannet føres fra trykktunnelen videre ned en stålforet trykksjakt og til kraftstasjonen som ligger i fjellet (Bergh-Christensen, 1974). Figur 7-4 viser anleggets utforming.

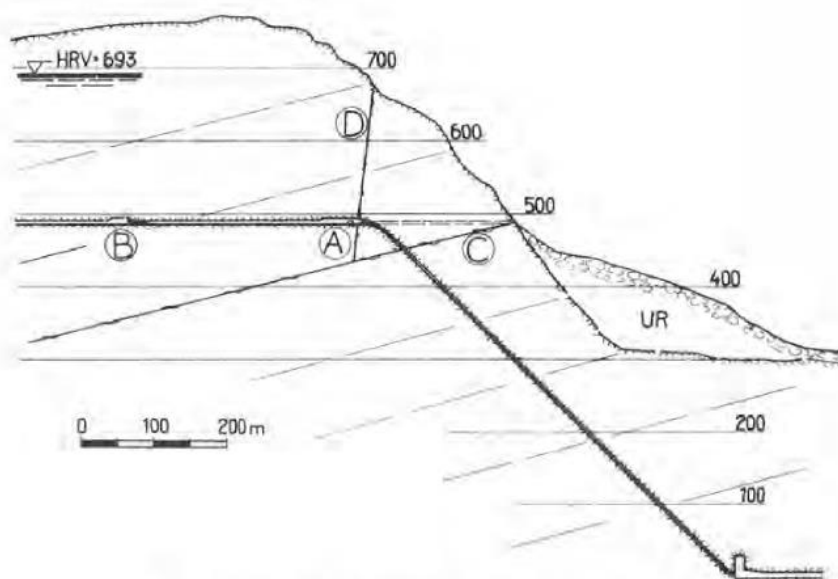


Fig. 15-1. Snitt gjennom trykktunnel og trykksjakt.  
 A opprinnelig konusplassing.  
 B konusplassing etter bruddet.  
 C skyvesone langs bergartens lagdeling.  
 D lekkasjeførende sleppe.

Figur 7-4: Snitt gjennom trykktunnelen og trykksjakten ved Åskora kraftverk (Bergh-Christensen, 1974).

### 7.2.1 GEOLOGISKE FORHOLD

Bergarten i området er devonsk sandstein og lagdelingen faller 20-35° mot øst-sørøst. Fjellmassivet gjennomskjæres av en serie markerte skyvesoner som ligger parallelt med lagdelingen og har en avstand på 50-150 meter (Bergh-Christensen, 1974).

### 7.2.2 VANNLEKKASJE

Systemet ble fylt opp slik at det hydrostatiske trykket i trykktunnelen var på 194 meter. Av disse ble de siste 80 meterne ble fylt opp relativt raskt. På kvelden samme dag ble det observert lekkasje i fjellsiden vest for tverrslaget. Testing av inntaksluken den påfølgende dagen medførte trykkvariasjoner på 80 meter vannsøyle. Kort tid etter oppstod det store lekkasjer i området der lekkasje var observert dagen før. Inntaksluken ble stengt og vanntrykket sank raskt. Lekkasjen ble anslått å være 1000 liter per sekund. Ved inspeksjon viste det seg at en steil sleppe like innenfor tverrslagsporten var blitt åpnet 3-4 centimeter (punkt D i Figur 7-4)(Bergh-Christensen, 1974).

### 7.2.3 TILTAK MOT VANNLEKKASJE

Det ble besluttet å forlenge stålforingen fra trykksjakten inn i tilløpstunnelen, og støpe en ny propp. Det ble utført omfattende injisering innenfor og utenfor den nye proppen. Totalt ble det pumpet inn 50 tonn sement i fjellet (Bergh-Christensen, 1974).

Det ble utført dypinjeksjon av større vannførende slepper, og systematisk injeksjon av oppsprukne partier. Hensikten var å hindre videre utvasking av sleppematerial, samt tette lekkasjen. Utbedringsarbeidene er ansett som effektive da det ikke har oppstått noe lekkasje i etterkant (Bergh-Christensen, 1974).

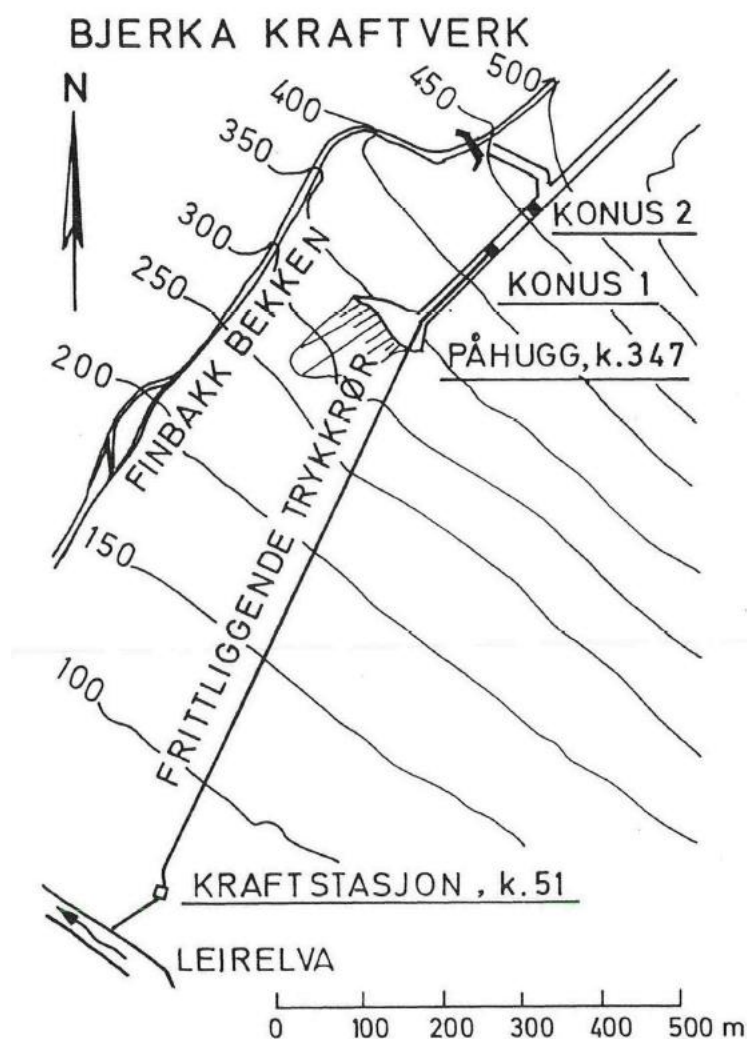
Det var flere forhold som var årsak til vannutbruddet. De åpne steiltstående sleppene er orientert parallelt med dalsiden. I tillegg hadde området rundt den første proppen et tverrsnittet på 70 m<sup>2</sup>, noe som gir ubalanserte belastninger på et kritisk punkt. Oppfyllingen av tunnelen skjedde raskt noe som gir store trykkendringer på kort tid. Det virker også som at skyvesonen i underkant av tunnelen har fungert som en tett barriere som hindret vannet i å strømme nedover i bergmassen. Det resulterte i at vannet ble presset opp og kom ut i dagen (Bergh-Christensen, 1974).

En studie utført av Panthi og Basnet (2016) tyder på at det var tilstrekkelig vertikal overdekning på bruddstedet, men at sideoverdekningen var for liten, noe som førte til hydraulisk splitting.

## 7.3 TILLØPSTUNNEL TIL BJERKA KRAFTVERK

Bjerka kraftverk, som ble satt i drift i 1972, ligger i Hemnes kommune i Nordland. Kraftverket har en produksjon på 144 GWh og installert effekt på 20 MW (Statkraft, u.å). Fra inntaksmagasinet Store Målvatn går det en 4,5 kilometer lang uforet tilløpstunnel med tverrsnitt på 9,5 kvadratmeter. Vannet ledes fra tilløpstunnelen gjennom en betongpropp, og videre til et

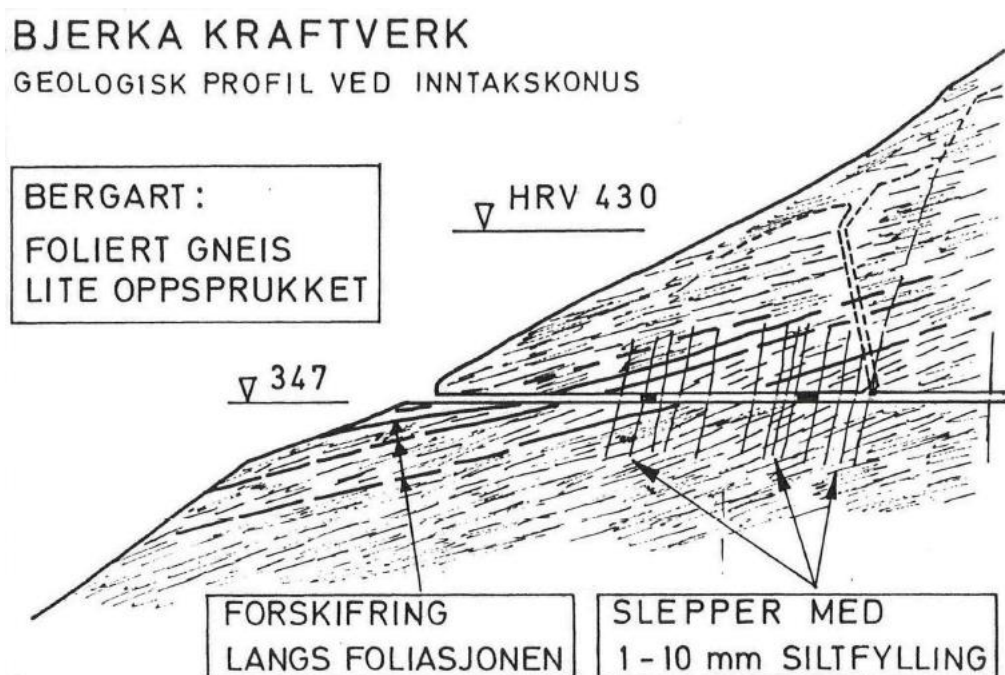
900 meter langt frittliggende stålrør som går ned til kraftstasjonen (Figur 7-5). Fallhøyden er på 371 meter (Valstad, 1981).



Figur 7-5: Kartskisse over inntakskonuser, rørledning og kraftstasjon ved Bjerka kraftverk (Valstad, 1981).

### 7.3.1 GEOLOGISKE FORHOLD

Berggrunnen i området er gneis der foliasjonen har strøk tilnærmet parallelt dalsiden og faller 10-20° ut mot dalbunnen. Parallelt med foliasjonen finnes det forskifrete soner. Et markert sleppesett med tilnærmet vertikale slepper som skjærer tunnelaksen vinkelrett (Figur 7-6). Avstanden mellom sleppene er 5-10 meter, og bredden på sleppene er 1-10 millimeter. Sleppematerialet fast pakket, men lett eroderbart og består av leirig silt med vanlige bergartsdannende mineraler (Valstad, 1981).



Figur 7-6: Geologisk profil ved inntakskonus (Valstad, 1981).

### 7.3.2 VANNLEKKASJE

Overdekningen rundt betongproppen var beregnet til å være tilstrekkelig basert på et dimensjoneringskriterium om at vekten av fjelloverdekningen skal være mer enn 0,6 ganger vanntrykket. Det var likevel knyttet usikkerhet til om det ville oppstå lekkasje i forbindelse med de vertikale sleppene og forskifringen langs foliasjonen. Sleppene nærmest betongproppen ble derfor plombert, og det ble utført utstøpning med betong og injisert bak denne. Videre ble det injisert rundt betongproppen og mellom proppen og fjellet. Nedstrøms proppen ble det drenert ved å bore tre hull som skar gjennom en forskifret sone (Valstad, 1981).

Fire dager etter oppfylling av anlegget ble det registrert store vannmengder som strømmet ut i dalsiden ovenfor kraftstasjonen og kraftverket ble stanset umiddelbart. Inspeksjon i tunnelen viste at en sleppe 1 meter oppstrøms for proppen hadde åpnet seg slik at vannet kunne strømme fritt ut i dalsiden. Sleppen hadde åpnet seg 2 cm i hengen og 3-5 cm i sålen av tunnelen (Valstad, 1981).

### 7.3.3 TILTAK MOT VANNLEKKASJE

Det ble støpt en ny betongpropp 80 meter oppstrøms for den opprinnelige og stålrøret ble forlenget inn i denne. Sleppene i fjellet ble injisert for å redusere deformasjonsmulighetene rundt den nye proppen. I alt ble en lengde på 60 meter injisert med omtrent 23 tonn sement. I sleppen der vannutbruddet hadde oppstått ble det pumpet inn omtrent 33 tonn sementmørtel (Valstad, 1981).

Andre oppfylling av tunnelen ble utført i 12 etapper for å unngå raske poretrykksøkninger, ettersom dette kan føre til forskyvninger i bergmassen ved at slepper åpnes. Oppfyllingen var vellykket uten tegn til deformasjon oppstrøms for den nye proppen. Det ble installert overvåking med lekkasjemålinger i tunnelen, poretrykksmålinger i bergmassen omkring den nye proppen og forskyvningsmålinger langs tunnelen. Lekkasjemålingene ble utført ved å stenge tunnelen og observere vannstandsvariasjoner i svingesjakten. Umiddelbart etter fylling, var lekkasjen på 600 liter per minutt. I løpet av et døgn avtok den til 10-20 liter per minutt. Den store initial lekkasjen var grunnet oppfylling av det drenerte sprekkevolumet rundt tunnelen (Valstad, 1981).

I punktet oppstrøms den opprinnelige proppen var overdekningsforholdet 0,75 ved høyest regulerte vannstand (HRV). Når bruddet skjedde var vannstanden 6 meter lavere enn HRV, noe som ga et overdekningsforhold på 0,81, altså innenfor dimensjoneringskriteriet. Beregninger etter Christensen og Dannevigs tommelfingerregel (Formel 6.3) viste også at overdekningsforholdene var tilstrekkelige. Lekkasjen fra tilløpstunnelen ved Bjerka kraftverk er et bevis på at overdekning alene ikke er et godt nok grunnlag for bedømmelse av lekkasjepotensial (Valstad, 1981). Årsaken til lekkasjen virker å være knyttet til åpne eksisterende sprekker i bergmassen (Panthi & Basnet, 2016).

## **8. FELTKARTLEGGING OG LABORATORIEARBEID**

I forbindelse med masteroppgaven er det gjennomført feltkartlegging og påfølgende laboratoriearbeid. I første del av kapittelet er resultatene fra feltkartlegging presentert. I andre del blir metode og teori om de ulike testene utført i laboratoriet, samt resultatene av disse presentert.

### **8.1 FELTKARTLEGGING**

Formålet med ingeniørgeologisk kartlegging er å undersøke karakteristiske trekk ved bergmassen. En grundig feltkartlegging vil gi gode input-parametere til bergmasseklassifisering og stabilitetsanalyser (Bieniawski, 1989).

Feltkartleggingen ble gjennomført i slutten av september, 2015. Det ble utført målinger av fall og fallretning og kartlegging av bergmassekvalitet. Målingene er hovedsakelig utført langs anleggsveien på grunn av tett vegetasjon og få tilgjengelige blotninger i terrenget. Tilstedeværelse av sprengningsriss i skjæringene gjorde det utfordrende å definere sprekkesettene. Det er også kartlagt inne i tverrslag Rausdal. Videre ble det registrert vannlekkasje på enkelte punkter. To steinblokker som representerer bergartene i området ble tatt med fra felt til testing i laboratoriet. Det var ikke mulighet for å gjennomføre kartlegging inne i selve tilløpstunnelen.

#### **8.1.1 BERGARTER**

I følge berggrunnskart til NGU er det hovedsakelig pyroksengranulitt og amfibolitt i området, og enkelte intrusjonsganger av granodioritt nord for området (Figur 2-4). Under kartlegging ble det observert to bergartstyper. En mørk, middelskornet metamorf bergart med hvite korn. Bergarten har en gneisaktig struktur med til dels tydelig foliasjon. Den andre bergarten er massiv, lys med svarte korn og granittisk tekstur uten tydelig foliasjon. Figur 8-1 viser variasjonen i bergmassen. Det ble tatt en prøve av hver bergart som ble benyttet til bergmekaniske og mineralogiske analyser. Beskrivelse og resultatene fra testene er presentert i Kapittel 8.2.

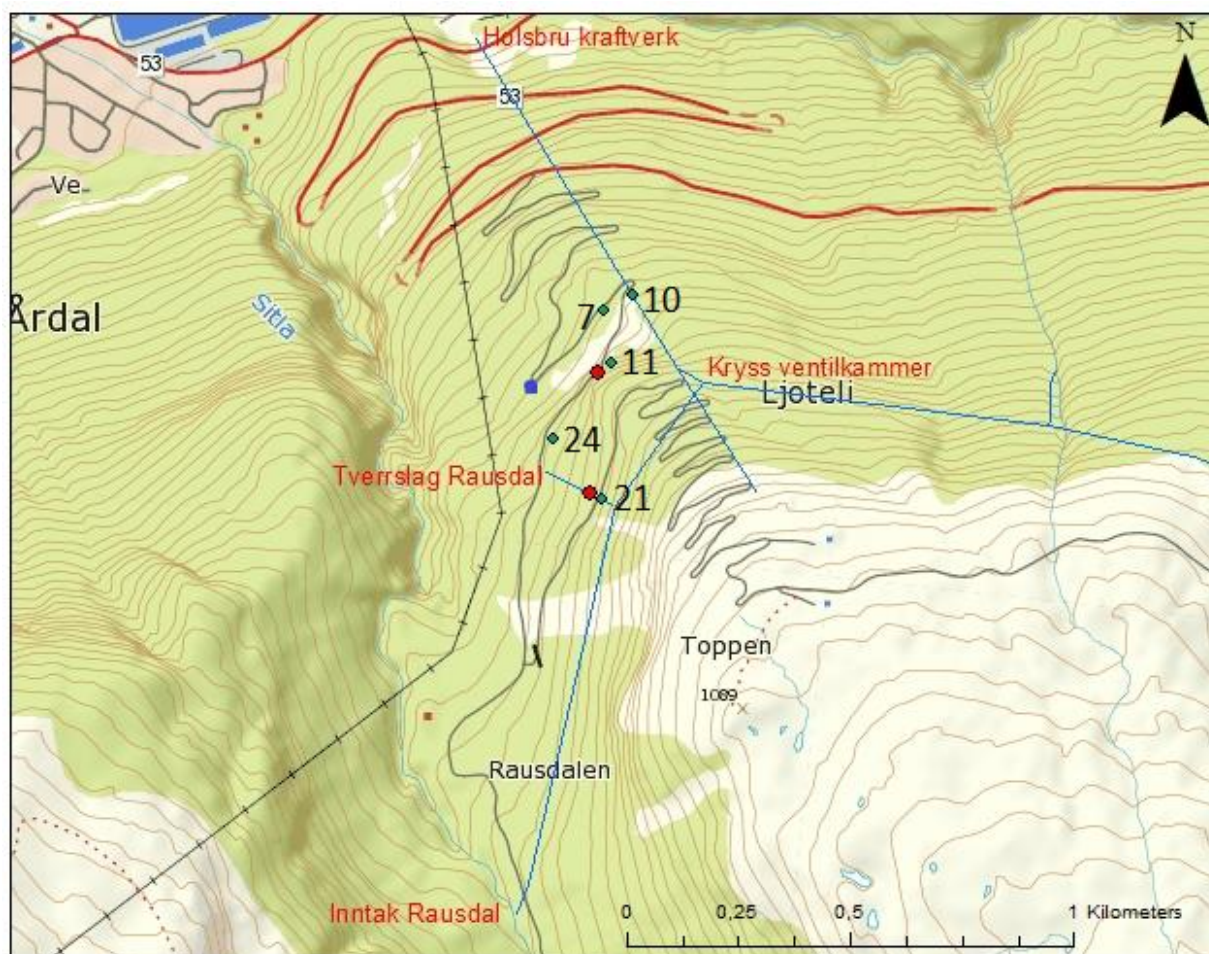


*Figur 8-1: Variasjoner i bergmassen. (Foto: Chhatra Bahadur Basnet).*

### **8.1.2 BERGMASSEKVALITET**

Bergmassekvalitet er kartlagt etter Q-metoden og RMR-systemet. Det er gjennomført målinger på punktene markert på Figur 8-2. Resultatene er gitt Tabell 8-1 og Tabell 8-2.





Figur 8-2: Punkter for bergmasseklassifisering er markert med grønn. Punkter der steinprøvene ble hentet er markert med rødt. Plassering av v-overløp er markert med blå firkant.

Tabell 8-1: Kartlegging av Q-verdi. Variasjoner i parameterne gjenspeiler høyeste og laveste verdi.

RQD	Jn	Jr	Ja	Jw	SRF	Q-verdi	Snittverdi Q-verdi
65-90	6-9	1-3	1-8	0,33-1	1-2,5	0,32-18	<b>6,64</b>

Tabell 8-2: Kartlegging av RMR-verdi. Variasjoner i parameterne gjenspeiler høyeste og laveste verdi.

UCS	RQD	Sprekke-avstand	Sprekkekarakter	Vann	RMR	Snittverdi RMR
12	13-20	8-15	Utholdenhet: 0-4 Aperture: 0-4 Ruhet: 1-3 Innfylling: 0-6 Forvitring: 3-5	0-15	48-75	<b>60</b>

Det er store variasjoner i Q-verdien i området. På noen av lokalitetene er det åpne vannførende sprekker som gir en lav Q-verdi selv om kvaliteten på bergmassen rundt er god. Bergmassekvaliteten varierer fra svært dårlig til god ifølge Q-systemet, og fra grei til veldig god ifølge RMR-systemet. Snittverdiene for begge klassifiseringssystemene blir brukt videre i analyser.

GSI ble kun kartlagt direkte på lokalitet 7. For de øvrige lokalitetene er GSI estimert ut i fra RMR-verdi (Formel 4.4) og Q-verdi (Formel 4.5). For de videre analysene er GSI-verdien satt til 65. Dette representerer et gjennomsnitt av alle verdiene (Tabell 8-3).

Tabell 8-3: GSI-verdi estimert fra RMR- og Q-verdi.

Lokalitet	7	10	11	21	24	Snitt GSI
Fra RMR-verdi	63	64	58	59	70	63
Fra Q-verdi	72	67	55	44	78	65
GSI kartlagt	75					75
						<b>65</b>

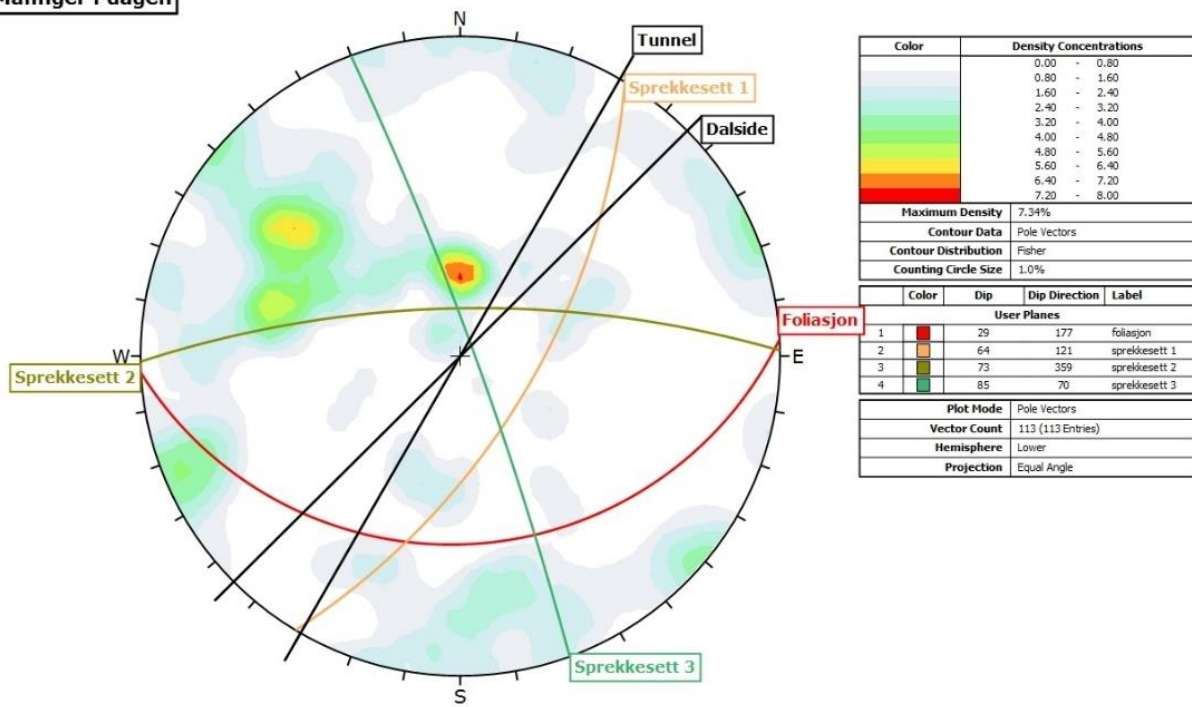
Kartleggingen i dagen gir kun et grovt estimat, da bergmassekvaliteten kan være svært forskjellig fra den dypere inn i bergmassen. Gjennomsnittsverdiene indikerer middels god kvalitet på bergmassen.

### 8.1.3 OPPSPREKKING I DAGEN

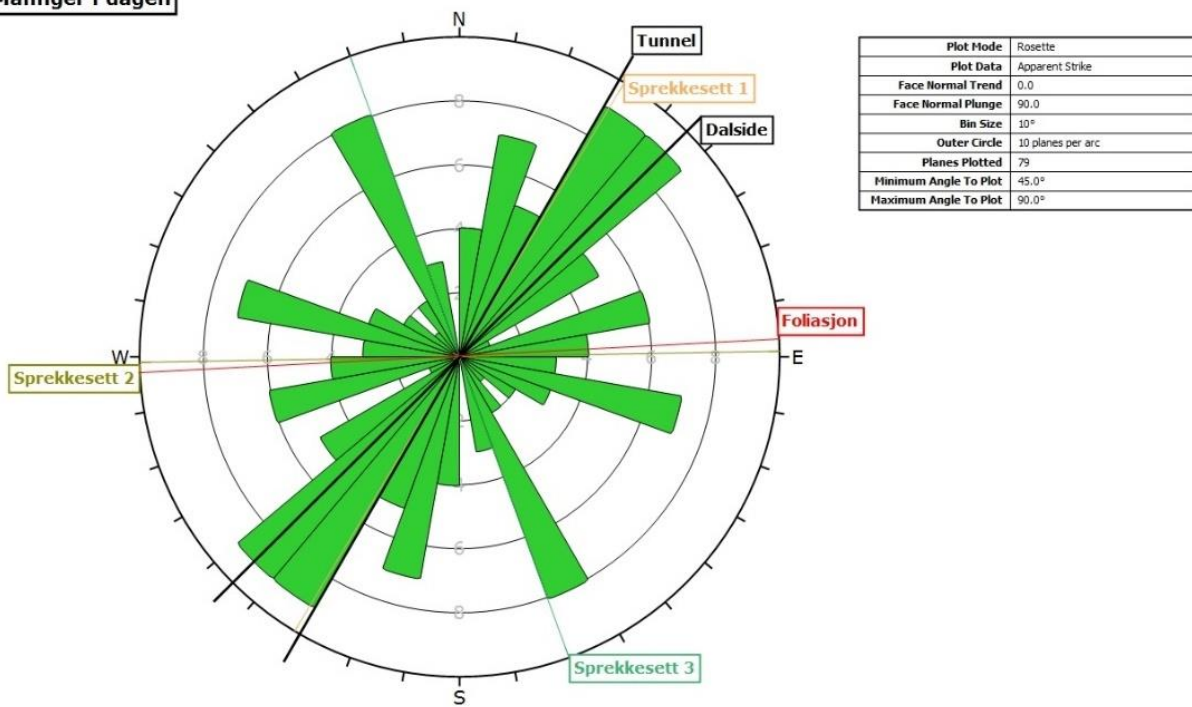
I Figur 8-3 er fall og fallretningsmålingene presentert i stereonett og sprekkerose der dalsiden og tunnelens orientering er tegnet inn. Dataene er behandlet i programmet Dips 6.0, utgitt av Rocscience, og er gitt i Vedlegg C.

*Sprekkesett 1* er hovedsprekkesettet som har strøk parallelt med tunnelen og fall på 43-78° mot øst-sørøst. Sprekkeavstanden er 10-100 centimeter og enkelte av sprekkeene har en lengde på over 10 meter. Gjennomsnittlig er lengden er omtrent 3 meter. Sprekkeflatene varierer fra hakkete og ru, til plane og glatte. Sprekkene har åpning på 1-10 millimeter og enkelte av de fører vann. *Sprekkesett 2* faller omtrent 70° mot nord og sprekkavstanden er 50-100 centimeter. *Sprekkesett 3* er nesten vertikal og faller mot øst-nordøst/vest-sørvest. Sprekkeavstanden varierer fra 50 til 100 centimeter og sprekkeene har en lengde på 1-3 meter. Foliasjonen faller omtrent 30° mot sør og sprekkoverflatene er plane og glatte med sprekkavstand fra 10-100 cm (Figur 8-4).

Målinger i dagen



Målinger i dagen



Figur 8-3: Fall og fallretningsmålinger i dagen. Stereoplott øverst og sprekkerose nederst.



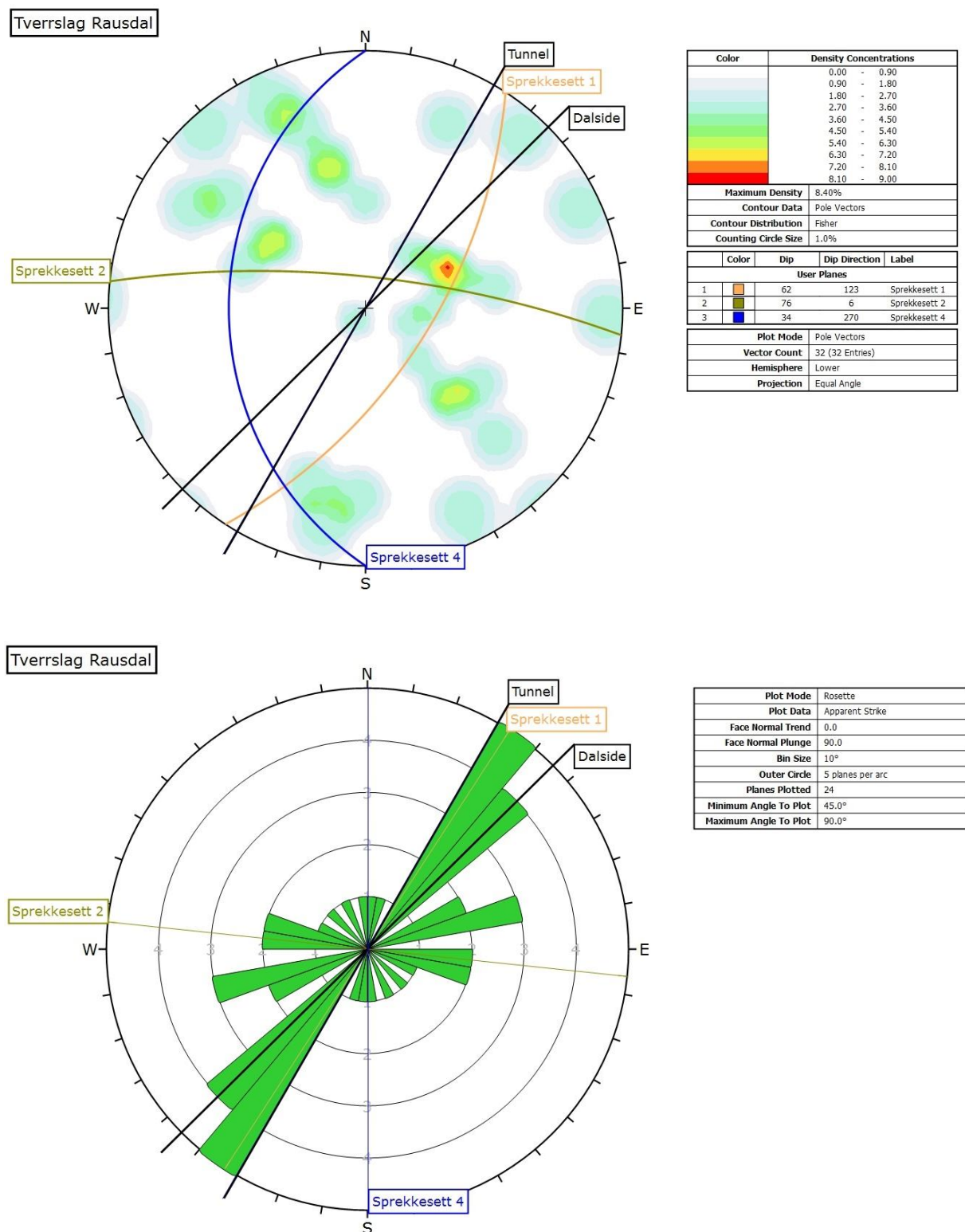


*Figur 8-4: Eksempel på bergskjæring der foliasjonen faller mot sør. Bildet er tatt mot øst. (Foto: Chhatra Bahadur Basnet).*

Flere steder ble det kartlagt overflateparallele sprekker. Dette indikerer spenningsavlastning i bergmassen. Det ble ikke utført målinger av disse sprekkenes orientering.

### 8.1.4 OPPSPREKKING I TVERRSLAGET

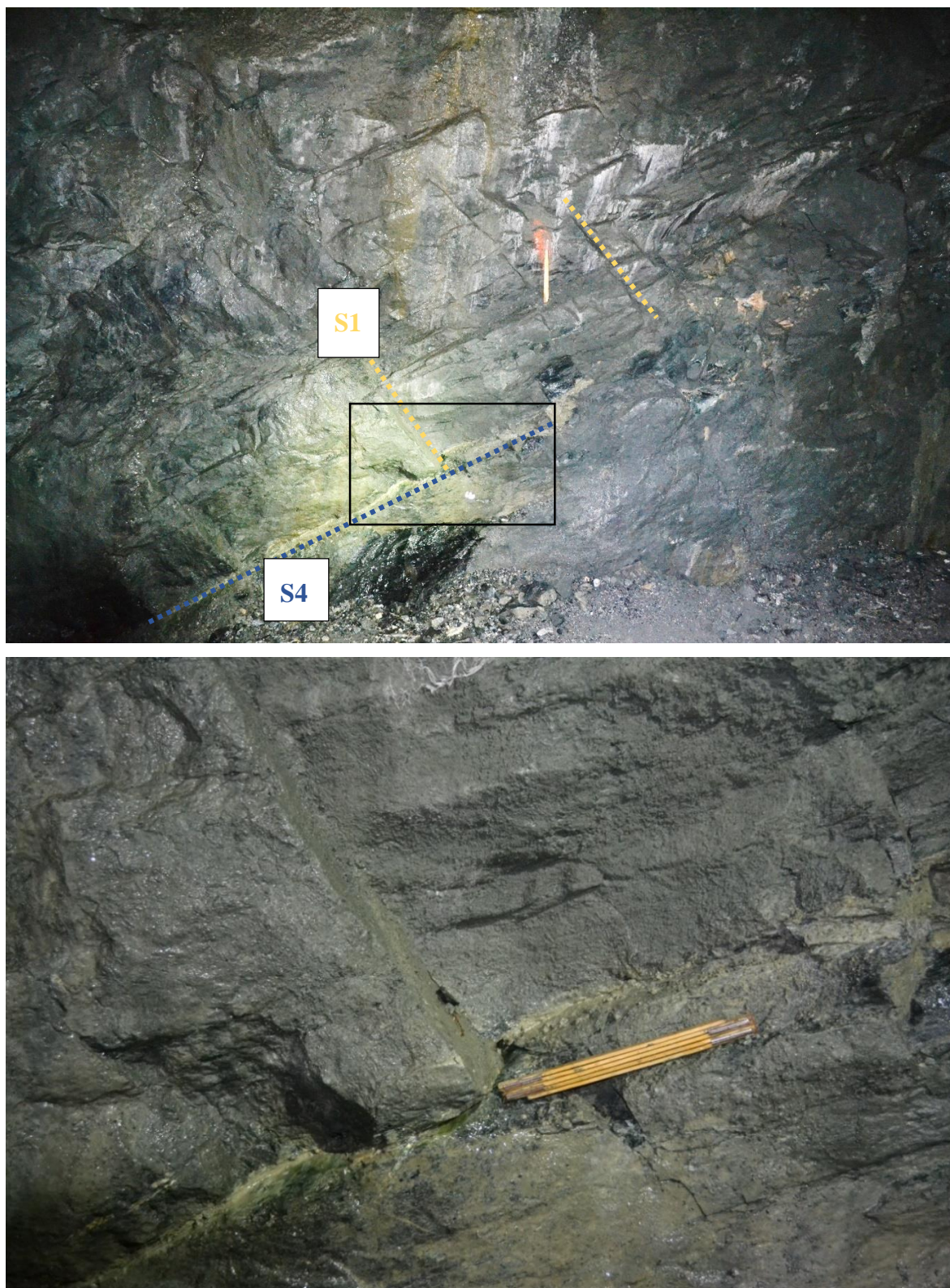
Kartlegging av sprekker i tverrslaget er vist på stereoplott og sprekkerose i Figur 8-5.



Figur 8-5: Fall og fallretningsmålinger i tverrslag Rausdal. Stereoplott øverst og sprekkerose nederst.

I tverrslaget finner man igjen *sprekkesett 1* og *2*. I tillegg er det et nytt sprekkese sett (*sprekkesett 4*) som faller rundt  $35^\circ$  mot vest, der det ble observert rennende vann i noen av sprekkene. Figur 8-6 viser oppsprekkingen inne i tverrslaget der *sprekkesett 1* og *4* er tydelig. Den vannførende sprekkene (*sprekkesett 4*) har åpning opp mot 1 centimeter og sprekketrylling av leiraktig materiale. Lokaliteten er omtrent 15 meter fra proppen inn til tilløpstunnelen.





Figur 8-6: Øverst: Oppsprekking inne i tverrslaget. Sprekkesett 1 (S1) er markert med gul, Sprekkesett 4 (S4) med blå. Nederst: Utsnitt fra sort firkant i det øverste bildet. Vann sildrer ut fra en leirfylt sprekk. Vannet har gravd kanal gjennom det myke materialet. Bildet er tatt mot nord. (Foto: Chhatra Bahadur Basnet).



### 8.1.5 SVAKHETSSONE

Basert på topografien i området, er det antatt at det finnes en svakhetssone som skjærer inn i toppen av fjellet (Figur 8-7 og Figur 8-8). Beregninger av antatt utgående, viser at sonen faller  $22^\circ$  mot N $260^\circ\text{Ø}$ . Det gjør at den krysser tilløpstunnelen omtrent 160 meter fra tverrslaget Rausdal. I lengdesnitt langs tunnelen har svakhetssonen et tilsynelatende fall på  $16^\circ$ .



Figur 8-7: Antatt forløp av svakhetssone.





*Figur 8-8: Mulig svakhetssone skjærer inn under bergknausen. På bergveggen kan det observeres hvite intrusjonsganger. I forkant av bergknausen ligger en skredvifte med helling på 30-35°. Bildet er tatt mot sør. (Foto: Chhatra Bahadur Basnet).*

#### **8.1.6 KARTLEGGING AV LEKKASJE**

Under kartleggingen ble vannføringen i v-overløpet målt til 20,5 liter per sekund (Figur 8-9). I tillegg ble det målt vann (1,1 liter per sekund) som ikke ble fanget opp i v-overløpet (Figur 8-10). Det ble også observert lekkasje fra tverrslaget som ble målt til 0,5 liter per sekund. Total lekkasje mellom tverrslaget og ventilkammeret anslås på bakgrunn av utførte målinger til å være minimum 22 liter per sekund.





*Figur 8-9: Veileder Krishna K. Panthi utfører måling av vannføring i etablert v-overløp. (Foto: Chhatra Bahadur Basnet)*



*Figur 8-10: Stipendiat Chhatra Basnet måler vannlekkasje som ikke ble fanget opp i det etablerte v-overløpet. (Foto: Brit Vatne).*

## 8.2 LABORATORIEARBEID

Det er utført laboratorietester på bergartsprøvene som ble samlet inn under feltkartlegging, for å finne bergartenes mekaniske egenskaper. Undersøkelsene er gjennomført på laboratoriet ved Institutt for geologi og bergteknikk ved NTNU, i samarbeid med de ansatte. Resultatene fra laboratorietestene er benyttet som input-parametere i numeriske analyser. Følgende tester er utført:

- UCS test
- Braziltest
- Tilt test
- Borbarhetstester
- XRD-analyse

Den ene steinblokken er hentet fra tverrslaget i Rausdalen (prøve S1), og den andre fra bergskjæring langs veien (prøve S2). Steinblokkene representerer den observerte variasjonen i bergmassen som fremkom under kartlegging. Det ble boret ut kjerner fra de to blokkene. Antall og dimensjoner er listet opp i Tabell 8-4.

*Tabell 8-4: Antall og dimensjoner på kjernene som ble boret ut fra de to steinblokkene.*

<b>Prøve S1</b>	<b>Prøve S2</b>
5 kjerner à 54 mm, lengde 2,5*d (UCS)	4 kjerner à 54 mm, lengde 2,5*d (UCS)
6 disker à 54 mm, lengde 0,5*d (Brazil)	4 disker à 54 mm, lengde 0,5*d (Brazil)
3 kjerner à 50 mm, lengde 2,5*d (Tilt)	5 disker à 50 mm, lengde 0,5*d (Brazil)
	3 kjerner à 50 mm, lengde 2,5*d (Tilt)

Bergmassen rundt en tilløpstunnel vil være vannmettet, derfor er UCS- og Braziltest gjennomført på vannmetta prøver. Tilt test er gjennomført på tørre prøver. Til borbarhetstest og mineralogisk analyse ble restene av de to steinblokkene knust ned til nødvendig fraksjon.

### 8.2.1 BERGMEKANISKE TESTER

#### *Enaksiell trykkfasthet (UCS)*

Målet med testen er å finne enaksiell trykkfasthet på en intakt sylindereformet kjerneprøve. Av resultatene kan E-modul og Poissons forholdstall kalkuleres. Testen krever at maskinen som benyttes har tilstrekkelig kapasitet og kan belaste prøvestykket i henhold til standarden (ISRM, 1979).

I følge ISRM (1979) skal diameteren på bergartssylinderen være 54 mm og lengden skal være 2,5-3 ganger diameteren. Det anbefales å teste minst 5 prøver av samme materiale for å få representative resultat.

Kjerneprøven settes inn i maskinen og det monteres på sensorer som registrerer radiell deformasjon. Lasten påføres kontinuerlig ved hjelp av et hydraulisk stempel med en økning på 0,5 – 1 MPa/s. Påført last, radiell- og aksiell deformasjon registreres fortløpende. Lasten som blir påført i det brudd oppstår ( $P_{max}$ ), divideres med tverrsnittsarealet på kjerneprøven ( $A_0$ ). Uttrykk for prøvens enaksiale trykkfastheten (UCS) er gitt ved Formel 8.1 (ISRM, 1979).

$$UCS = \frac{P_{max}}{A_0} \text{ (MPa)} \quad (8.1)$$

### ***E-Modul***

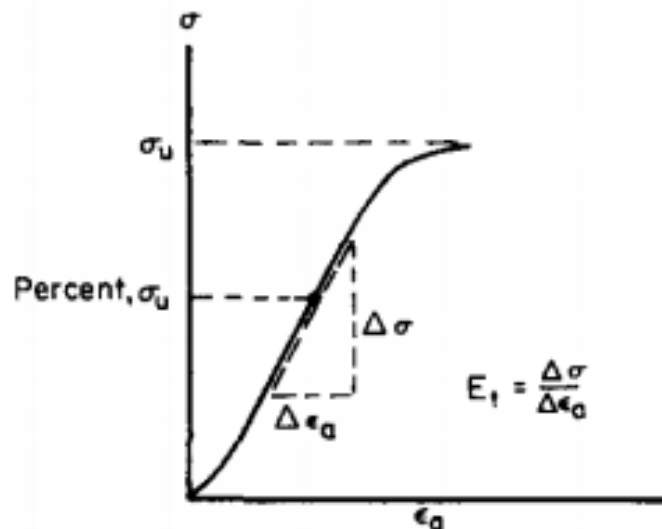
Elastisitetsteorien tar utgangspunkt i at det er et lineært forhold mellom spenning ( $\sigma$ ) og deformasjon ( $\epsilon$ ) og at E-modulen bestemmes ved hellingen på linja.

$$E = \frac{\text{aksiell spenning } (\sigma)}{\text{aksiell deformasjon } (\epsilon_a)} \text{ (GPa)} \quad (8.2)$$

På grunn av anisotropi, diskontinuiteter og inhomogeniteter i en bergart, vil ikke kurven være lineær. Det betyr at E-modul ikke er konstant, men varierer avhengig av spenningen (Myrvang, 2001):

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon_a} \text{ (GPa)} \quad (8.3)$$

For å bestemme E-modul benyttes data fra den lineære delen av spennings-tøyningskurven fra USC-test. Det er benyttet tangentmetoden fra ISRM (1979), illustrert i Figur 8-11, ved beregning av E-modul i denne oppgaven.



Figur 8-11: Spennings-tøyningskurve der tangentmodulus måles ved et fast intervall av maksimal spenning (ISRM, 1979).



**Poissons forholdstall**

Når en bergartsprøve belastes i aksial retning, vil det skje en utvidelse radielt. Denne tøyningen defineres av en materialkonstant som kalles Poissons forhold (Myrvang, 2001). Poissons forholdstall er definert som forholdet mellom radiell deformasjon ( $\varepsilon_r$ ) og aksial deformasjon ( $\varepsilon_a$ ) og er gitt ved Formel 8.4 (Nilsen & Palmstrøm, 2000).

$$\nu = \frac{-\varepsilon_r}{\varepsilon_a} \quad (8.4)$$

Ved beregning av Poissons forholdstall benyttes samme intervall fra spennings-tøyningskurven som ved beregning av E-modul (Figur 8-11).

**Braziltest**

Braziltest er en indirekte metode for å bestemme strekkfastheten til en bergart. Bergartsprøven påføres en linjelast slik at det induseres strekkspenninger. Lasten økes inntil prøvestykket går i brudd. Strekkstyrken beregnes med Formel 8.5.

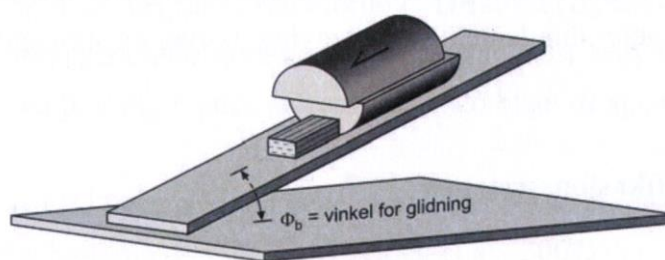
$$\sigma_t = \frac{0,636 P}{D*t} \quad (8.5)$$

Der  $P$  er bruddlast i Newton (N), og  $D$  og  $t$  er prøvestykkets diameter og tykkelse i millimeter (ISRM, 1978a). Strekkfastheten til en bergart er ofte i størrelsesordenen 1/20 av bergartens enaksiale trykkfasthet (Nilsen & Broch, 2012).

**Tilt test**

Formålet med tilt test er å finne bergartens basis friksjonsvinkel. Friksjonsvinkelen benyttes for å estimere skjærstyrken til diskontinuiteter samt i stabilitetsanalyser av skjæringer eller i bergrom.

Kjerneprøvene kuttet langs lengdeaksen. Stykkene plasseres på hverandre på en tiltbenk, og vinkelen på benken økes til det øverste stykket begynner å skli (Figur 8-12). Vinkelen når bevegelse initieres registreres manuelt. En kjerneprøve testes tre ganger i fire ulike orienteringer. Friksjonsvinkelen regnes som gjennomsnittet av målingene (Alejano, González & Muralha, 2012).



Figur 8-12: Prinsippskisse for tilt test (Nilsen & Broch, 2012)

## 8.2.2 RESULTAT BERGMEKANISKE TESTER

Resultatene fra de bergmekaniske testene er listet i Tabell 8-5. UCS-verdiene er korrigert for prøvestørrelse ved bruk av Formel 3.1.

Tabell 8-5: Resultatene fra laboratorietester. Verdien er angitt som snittverdi av den enkelte test. Variasjon angir spredningen i resultatet fra minst til størst verdi.

Metode	Parameter	Symbol	S1	Variasjon	S2	Variasjon
<b>Tetthet</b>	Tetthet [kg/m <sup>3</sup> ]	$\rho$	2,85	2,84 - 2,86	2,64	2,63 - 2,64
<b>Porøsitet</b>	Porøsitet [%]	$n$	0,78	0,63 - 1,28	1,09	1,06 - 1,15
<b>UCS-test</b>	Enaksiell trykkfasthet [MPa]	$\sigma_{ci}$	209	192 - 241	152	141 - 159
<b>Deformasjons-egenskaper</b>	E-modul [GPa]	$E_i$	61,1	58,6 - 62,7	34,9	33,4 - 36,4
	Poissons forholdstall	$\nu$	0,27	0,23 - 0,29	0,31	0,28 - 0,35
<b>Braziltest</b>	Strekkfasthet [MPa]	$\sigma_t$	14,7	11 - 17,6	9,3	6,3 - 10,8
<b>Tilt test</b>	Friksjonsvinkel [°]	$\phi_b$	32,6	24,4 - 39,6	32,9	28,7 - 39,1

Verdiene for UCS varierer hovedsakelig mellom 100-250 MPa. Det vil si at bergartene klassifiseres som svært sterke ifølge ISRM (1978b). Bergartene i det studerte området er massive og har en lite definert foliasjon, eller manglende foliasjon. Det er derfor kun utført tester vinkelrett på det antatte foliasjonsplanet. Prøve S1 har høyere trykkfasthet, strekkfasthet og E-modul enn prøve S2. I prøve S2 er Poissons forholdstall høyere.

I prøve S1 var bruddene langsgående, avskalling fra sidene eller skjærbrudd. I prøve S2 var det skjærbrudd, avskalling fra sidene og splitt lang aksene. Den ene prøven fra S2 er utelatt fra resultatene da den gikk i brudd langs en svakhet i prøven. Bilder av kjernene etter testing samt data og utregning for de bergmekaniske testene, er gitt i Vedlegg D.

### 8.2.3 BORBARHETSTESTER

Borbarhet defineres som netto inndrift ved boring av et hull under bestemte betingelser, samt slitasjen som bergmassen forårsaker på borverktøyet. Egenskaper ved bergarten som påvirker borbarhet er:

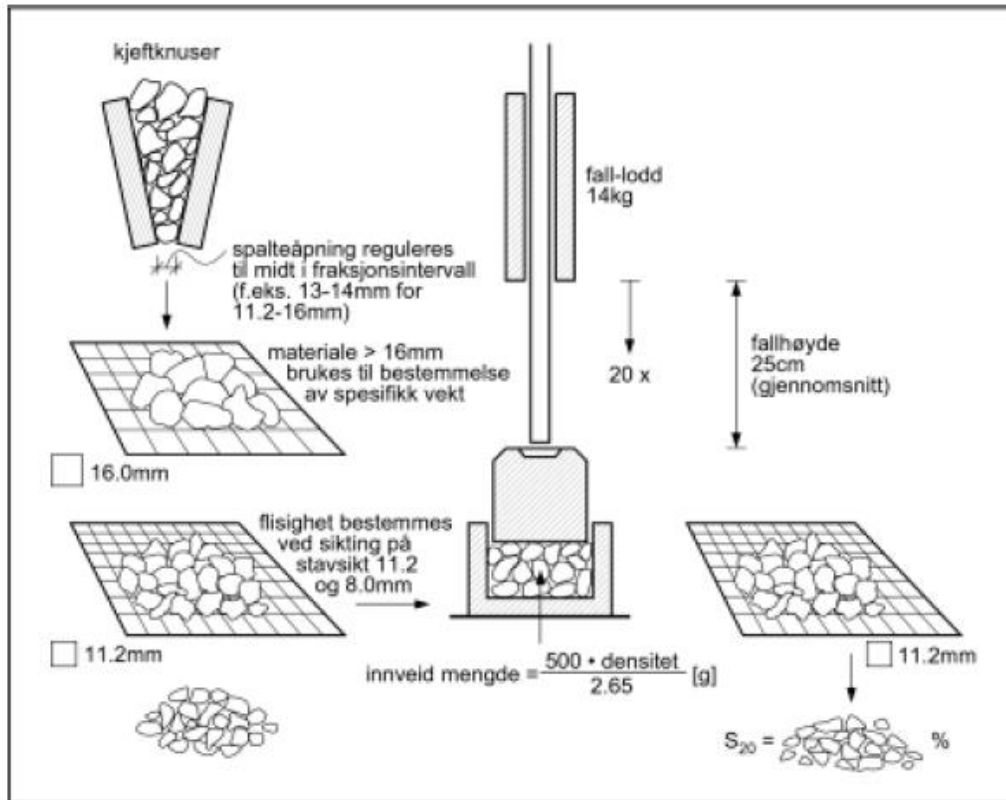
- Enkeltkornenes styrke og sliteevne
- Bindingskraften mellom kornene
- Elastisitetsegenskapene
- Sprøhet
- Porøsitet
- Bergmassens oppsprekking og skifrihet

(Olsen, 2002, s.3)

Borbarhet har en vesentlig betydning for tidsbruk og kostnad, samt valg av drivemetode og utstyr ved driving av undergrunnsanlegg. For å anslå borbarhet i berg ved konvensjonell drift, bestemmes borsynkindeks (DRI) og borslitasjeindeks (BWI) ved borbarhetstester i laboratoriet (NTNU-Anleggsdrift, 1998). DRI forteller noe om hastighet på inndrift og bestemmes basert på fallprøven og Sievers miniatyrborforsøk. BWI forteller noe om levetiden på borkroner og bestemmes basert på DRI og slitasjeverdi AV.

*Fallprøven* gir en indikasjon på bergartens motstand mot nedknusing. Prøvemateriale knuses ned til fraksjonen 11,2-16 mm. Det veies opp 500 gram med en tetthet på 2,65 g/cm<sup>3</sup>. Sprøhetstallet  $S_{20}$  er vektprosenten av materialet som faller gjennom 11,2 mm-sikten etter at et lodd på 14 kilogram er sluppet ned 25 cm 20 ganger (Figur 8-13)(NTNU-Anleggsdrift, 1998).

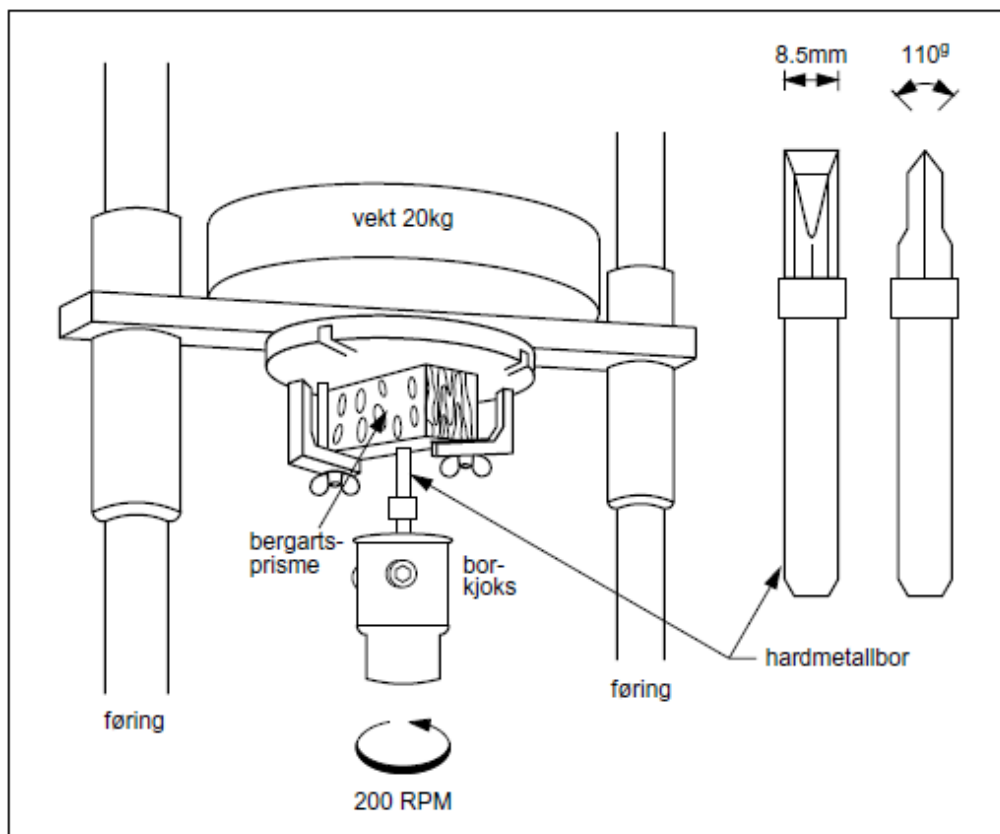
Det ble gjennomført tre fallprøver av hver av de to bergartene. Massene ble veid opp i henhold til tettheten på materialet.



Figur 8-13: Prinsippkisse av fallprøven for bestemmelse av sprøhetstallet  $S_{20}$  (NTNU-Anleggsdrift, 1998).

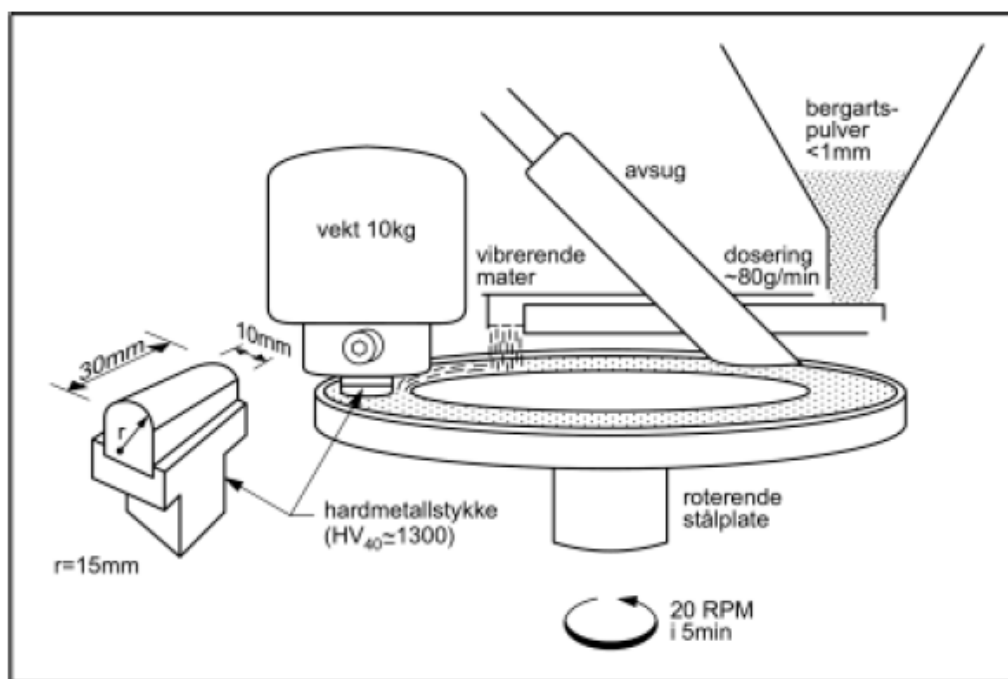
Gjennom Sievers miniatyrborforøk fås et mål på bergartens overflatehardhet. Prøvestykket skal ha en tykkelse på 25-30 mm, lengde på 50-100 mm og flatene må være planparallelle og glatte. Sievers J-verdi er inntrengningen i prøvestykket i 1/10 mm etter 200 omdreininger med boret (Figur 8-14)(NTNU-Anleggsdrift, 1998). Det ble gjennomført fire boringer på hver bergartsprøve.





Figur 8-14: Prinsippskisse av Sievers miniatyrborforsøk for bestemmelse av Sievers J-verdi (NTNU-Anleggsdrift, 1998).

Slitasjeverdien AV angir hvor stor slitasje nedknust bergartsmateriale påfører et hardmetallstykke. Bergartsmaterialet knuses ned til det er mindre enn 1 mm. Hardmetallstykket veies først og monteres deretter som vist på Figur 8-15. Det nedknuste bergartsmaterialet mates inn på stålplaten. Etter 100 omdreininger veies metallstykket igjen og slitasjeverdien AV, er metallstykkets vekttap i milligram (NTNU-Anleggsdrift, 1998). Det ble gjennomført to slitasjetester for hver av bergartsprøvene.



Figur 8-15: Prinsippkisse for bestemmelse av slitasjeverdi AV (NTNU-Anleggsdrift, 1998).

#### 8.2.4 RESULTAT BORBARHETSTESTER

Resultatene fra borbarhetstestene er listet i Tabell 8-6. Data fra testene samt skjema for bestemmelse av DRI og BWI er gitt i Vedlegg E

Tabell 8-6: Resultatene fra utførte borbarhetstester. Variasjonene viser usikkerheten i resultatene.

Borbarhet	S1	Variasjon	S2	Variasjon
S <sub>20</sub>	41,1	36,9 - 48,5	51,3	48,3 - 55,5
SJ	3,6	3,2 - 4,2	6	5,3 - 6,9
AV	1,5	1 - 2	12	11 - 13
DRI	35 lav		48 middels	
BWI	31 middels		35 middels	

De gjennomførte borbarhetstestene indikerer lav til middels borsykindeks og middels borslitasjeindeks. Med hensyn til boring vil inndriften være raskest i bergarten i prøve S2. Den har et høyere kvartsinhold, noe som gjør bergarten sprøere og lettere å bore i. Til gjengjeld betyr det noe større slitasje på borkronene i forhold til bergarten i prøve S1.

#### 8.2.5 XRD-ANALYSE

Røntgendiffraksjon (XRD) benyttes til identifikasjon av mineraler i en bergartsprøve. En monokromatisk røntgenstråle sendes mot prøven med varierende innfallsvinkel, og refleksjonen til de korresponderende utfallsvinklene registreres. Refleksjonen er avhengig av

mineralets gitterstruktur, og type mineraler i bergartsprøven kan derfor bestemmes (NGU, 2015).

### 8.2.6 RESULTAT XRD-ANALYSE

Det ble gjennomført XRD-analyse av de to bergartsprøvene. Diffraktogram for prøvene er gitt i Vedlegg F.

#### *Prøve S1*

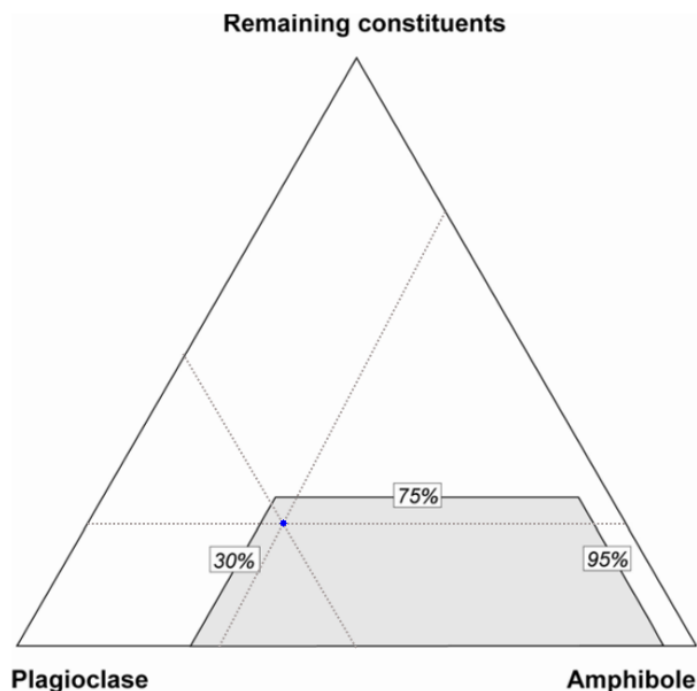
Resultatene fra XRD-analyse av bergartsprøve S1 er gitt i Tabell 8-7.

*Tabell 8-7: Resultat fra XRD-analyse prøve S1.*

<b>Prøve S1</b>	
Plagioklas (Na-rik)	47 %
Amfibol	33 %
Glimmer	7 %
Kalifeltspat	7 %
Epidot	4 %
Pyroksen	2 %
SUM	100 %

Høyt innhold av plagioklas og amfibol antyder amfibolitt. I følge Coutinho et al. (2007) defineres amfibolitt som en gneisaktig eller granofelsisk metamorf bergart, bestående hovedsakelig av grønn, brun eller sort amfibol og plagioklas. Plagioklas og amfibol skal utgjøre tilsammen 75 % av bergarten og av dette må andelen amfibol være over 30 %. Andre mineral som kan opptre i amfibolitten er kvarts, klinopyroksen, granat, epidot, biotitt og titanitt

Resultatene fra Tabell 8-7 er plottet i klassifiseringsdiagram etter Coutinho et al. (2007). Mineralsammensetningen plotter innenfor definisjonen av amfibolitt (Figur 8-16).



Figur 8-16: Klassifiseringsdiagram for amfibolitt. Det grå området markerer definisjonen av amfibolitt ifølge The Subcommittee on the Systematics of Metamorphic Rocks (SCMR)(Coutinho et al., 2007). Følgende data er plottet inn: plagioklas – 47 %, amfibol – 33 % og øvrige mineral – 20 %.

### Prøve S2

Resultatene fra XRD-analyse av bergartsprøve S2 er gitt i Tabell 8-8.

Tabell 8-8: Resultat fra XRD-analyse prøve S2.

Prøve S2	
Plagioklas (Na-rik)	78 %
Kvarts	19 %
Kalifeltspat	2 %
Glimmer	1 %
SUM	100 %

Bergarten har en felsisk sammensetning (< 25 % mørke mineral). Mineralkornene er middels store, noe som antyder en dypbergart eller gangbergart (Jensen, 2011). Andelen av felsiske mineral er omgjort til vektprosent og deretter plottet i et kvarts-alkalifeltspat-plagioklas-feltspatoid (QAPF)-diagram for plutonske bergarter (Figur 8-17). Plotting i QAPF-diagrammet forutsetter at felsiske mineral (kvarts, alkalifeltspat, plagioklas og feltspatoid) utgjør minimum 10 % av mineralene i bergarten (Le Bas & Streckeisen, 1991).



**Estimering av bergmassens styrke**

Det finnes en rekke empiriske formler for å estimere bergmassens styrke. Resultatene i Tabell 8-9 viser at det er stor variasjonen mellom de ulike formlene presentert i Kapittel 3.1.1.

Tabell 8-9: Estimering av bergmassens styrke.

Nr.	Bergmassens styrke	$\sigma_{cm}$ (MPa)	Kommentar
1	$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} * \exp\left[\frac{RMR-100}{18,75}\right]$	21,4	Tabell 3-1
2	$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} * s^a = \sigma_{ci} * \left[\exp\left(\frac{GSI-100}{9}\right)\right]^a = \sigma_{ci} * \left[\exp\frac{RMR-105}{9}\right]^a$	19,3- 27,9	Tabell 3-1
3	$\sigma_{cm} = 5\gamma * Q_c^{\frac{1}{3}} = 5\gamma * \left[\frac{\sigma_{ci}}{100} * Q\right]^{\frac{1}{3}} = 5\gamma * \left[\frac{\sigma_{ci}}{100} * 10^{\frac{RMR-50}{15}}\right]^{\frac{1}{3}}$	27,9- 31,4	Tabell 3-1
4	$\sigma_{cm} = \frac{\sigma_{ci}^{1,5}}{60}$	40,4	(Formel 3.2)
5	$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} * 0,4$	72,2	Martin og Christiansson (2009)
6	$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} * 0,5$	90,3	(Panthi, 2006)

I nummer 1, 2 og 3 er intakt bergs styrke omgjort til 50 mm kjerne i henhold til Formel 3.1. I nummer 2 og 3 er det variasjon i bergmassens styrke avhengig av hvilket ledd i formelen som brukes. Det er trolig fordi GSI, Q og RMR er bestemt uavhengig, og derfor ikke helt samsvarer. Det at GSI inngår som et ledd er en usikkerhet da dette er en verdi basert på observasjon av selve bergmassen, og ikke de enkelte parameterne som ved Q- og RMR-systemet. For nummer 3 skal RQD egentlig måles i tunnelens lengderetning (Barton, 2002). Dette ble det ikke tatt hensyn til under kartlegging. Nummer 4 gjelder for svake og folierte bergmasser og er derfor ikke aktuell i dette tilfellet. Ut ifra teoriene som er beskrevet og usikkerhetene de innebærer, virker det mest fornuftig å benytte nummer 5 eller 6 ved estimering av bergmassens styrke da disse gjelder for massive og krystalline bergmasser. Gjennomsnittet av disse to gir at bergmassens styrke er 80,2 MPa.

**Estimering av bergmassens deformasjonsevne**

For å estimere bergmassens deformasjonsevne er det tatt utgangspunkt i teoriene nevnt i Kapittel 3.1.2. Resultatene er listet i Tabell 8-10.

Tabell 8-10: Estimering av bergmassens deformasjonsevne.

Nr.	Bergmassens deformasjonsevne	$E_m$ (GPa)	
1	$E_m = 2RMR - 100$	20,0	(Formel 3.3)
2	$E_m = 10^{\frac{(RMR-10)}{40}}$	17,8	(Formel 3.4)
3	$E_m = 25 \log_{10} Q$	20,6	(Formel 3.5)
4	$E_m = \frac{1}{60} * E_{ci} * \sigma_{ci}^{0,5}$	10,7	(Formel 3.7)
5	$E_m = E_{ci} * 0,5$	24,0	Palmström og Singh (2001)
6	$E_m = E_{ci} * 0,4$	19,2	Martin og Christiansson (2009)

Nummer 1 gjelder for bergmasser med RMR-verdi over 50 og er dermed aktuell i denne sammenheng. Nummer 2 er for bergmasser med RMR-verdi lavere enn 50 og kan ikke benyttes. Nummer 3 passer bra ettersom den bør benyttes når intakt styrke er over 150 MPa. Ved styrke under 150 MPa blir deformasjonsmodulusen overestimert (Palmström & Singh, 2001). Nummer 4 benyttes ved folierte og lagdelte bergmasser, og er ikke aktuell for denne oppgaven. Nummer 5 og 6 er aktuelle da de brukes ved massive bergarter med høy trykkfasthet (Palmström & Singh, 2001).

Det er valgt å benytte gjennomsnitt av nummer 5 og 6 i Tabell 8-10 som estimat for bergmassens deformasjonsmodulus, da de tar utgangspunkt i målte verdier av bergartens enaksiale trykkfasthet. Det gir færre feilkilder i forhold til subjektiv vurdering av bergmassen som ved formlene estimert ut ifra Q- og RMR-systemet. Bergmassens deformasjonsmodulus blir basert på dette 21,6 GPa.





## 9. LEKKASJEESTIMERING

I de følgende avsnittene presenteres resultatene av lekkasjeestimering utført med Tokheim og Janbus metode og Panthis metode.

### 9.1 TOKHEIM OG JANBUS METODE

For å benytte Tokheim og Janbus metode for beregning av lekkasje må bergmassens hydrauliske konduktivitet estimeres. Siden det ikke er gjennomført noen form for vanntapsmåling i området, estimeres verdien basert på eksisterende litteratur.

#### 9.1.1 BESTEMMELSE AV HYDRAULISK KONDUKTIVITET

Ifølge Gustafson (2012) styres permeabiliteten av lokale sprekkers egenskaper, og vil derfor variere mye innad i bergmassen. Tester utført ved Äspo Hard Rock Laboratory, viser at bergarter med høyt SiO<sub>2</sub>-innhold har høyere hydraulisk konduktivitet enn mørkere, basiske bergarter. En type finkornet granitt viste en konduktivitet på 10<sup>-7</sup> m/s (Gustafson, 2012).

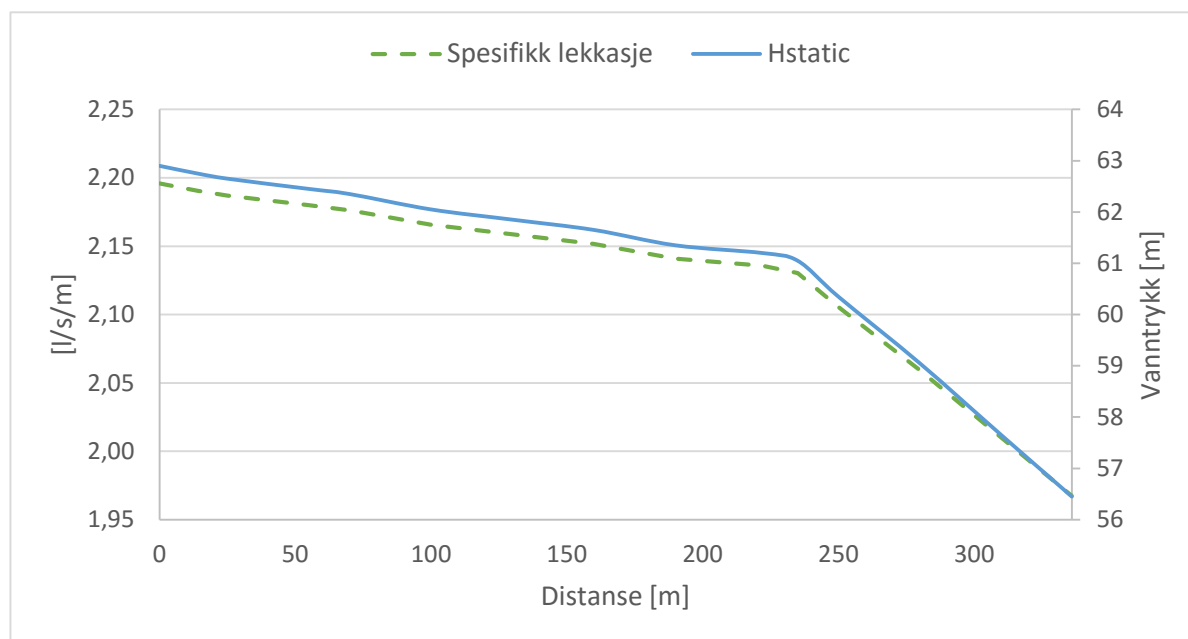
Fra Figur 3-12 har oppsprukne krystallinske bergmasser en hydraulisk konduktivitet mellom 10<sup>-4</sup> til 10<sup>-8</sup> m/s. Ifølge Dagestad, Hansen og Braathen (2003) er den gjennomsnittlige hydrauliske konduktiviteten i den norske berggrunnen 8\*10<sup>-6</sup> m/s. Dersom kun prekambriske bergarter vurderes, er verdien 6-9\*10<sup>-6</sup> m/s.

Basert på disse verdiene anslås den hydrauliske konduktiviteten til å være 6\*10<sup>-6</sup> i det studerte området.

Avstanden  $D$  i den geometriske faktoren er satt lik vanntrykkshøyden siden vannspeilet vil variere gjennom året. Vannspeilet vil stå lavest rett før snøsmeltingen tar til på våren, og høyest like etter snøsmeltingen er ferdig (NGU, 2016b). Tilløpstunnelen som er studert har et tverrsnitt på 18 m<sup>2</sup>. Det gir en ekvivalent radius på 2,4 meter ( $r$  i Formel 5.2).

#### 9.1.2 RESULTAT - TOKHEIM OG JANBUS METODE

Figur 9-1 viser spesifikk lekkasje mellom tverrslag Rausdal (0 m) og ventilkammeret (336 m). Siden  $D$  er satt lik vanntrykkshøyden og den hydrauliske konduktiviteten er holdt konstant, følger kurvene hverandre. Resultatene estimerer en gjennomsnittlig lekkasje på 715 liter per sekund langs tunnelen. Ved bruk av denne metoden er det knyttet stor usikkerhet til estimering av hydraulisk konduktivitet.



Figur 9-1: Resultat av lekkasjeestimering basert på Tokheim og Janbus metode.

## 9.2 PANTHIS METODE

Input-parameterne som må være kjent for å kunne benytte denne metoden er som tidligere nevnt vanntrykkshøyde ( $h_{\text{static}}$ ), antall sprekkesett ( $J_n$ ), sprekkenes ruhet ( $J_r$ ) og sprekkematerialets egenskaper ( $J_a$ ). Q-verdiparameterne er hentet fra feltkartleggingen. Verdiene som er benyttet er presentert i Tabell 9-1.

Tabell 9-1: Input-parametere til estimering av lekkasje.

Parameter	Intervall	Valgt verdi
$J_n$	6-9	9
$J_r$	1-3	2
$J_a$	1-8	1   2,5   8
$f_a$ [l/s/m <sup>2</sup> ]	0,063-0,16	
$H_{\text{static}}$ [m]	56,5-62,9	
$J_p$ [m]	0,5-10	3
$J_s$ [m]	0,1-1	0,5
$D$ [m]	38,2-95,6	

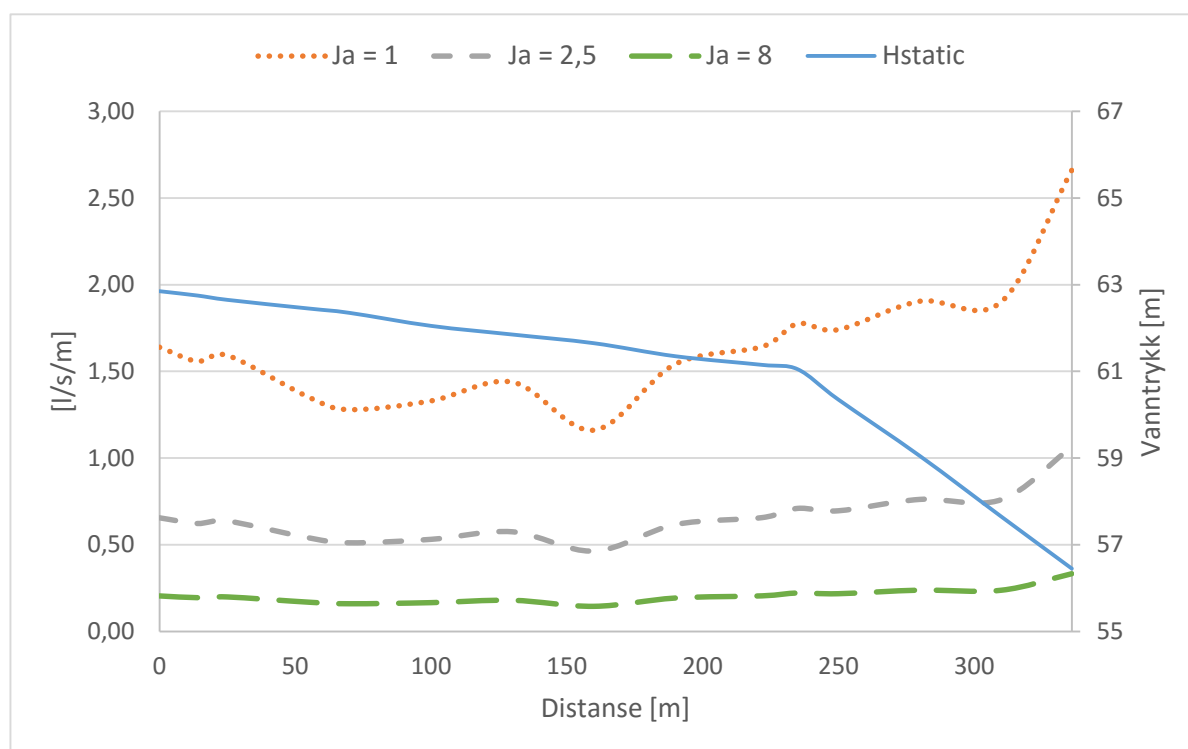
Antall sprekkesett er på feltkartleggingen fra dagen vurdert til 2 stykk, som gir  $J_n = 6$ . I kartleggingen av tverrslaget er det observert 3 sprekkesett ( $J_n = 9$ ). Det er valgt å bruke verdien som er kartlagt inne i tverrslaget da denne ansees å være mest representativ for bergmassen.

Verdien for  $J_a$  varierer mellom 1 som betyr uforvitrede sprekkeflater, til 8 som betyr opptil 5 mm leirinnfylling. På grunn av store variasjoner, er det valgt å utføre beregninger med tre ulike verdier for  $J_a$ . Der  $J_a = 1$  representerer verste tilfellet, gjennomsnittsverdien på 2,5 det midlere tilfellet og  $J_a = 8$  beste tilfellet.  $J_p$ -verdien er satt til 3 meter, selv om det er observert sprekker med en lengde over 10 meter. I bergmassen er det tre sprekkesett, noe som vil gjøre at sprekker blir delt opp i mindre lengder av kryssende sprekker.

Verdien for  $J_n$  og  $J_r$  holdes konstant i de tre beregningene. Parameterne som varierer, og dermed påvirker lekkasje er vanntrykket, permeabilitetsfaktoren og  $J_a$ . Ved brattere helling på dalsiden vil avstanden  $D$  bli mindre, noe som gir høyere permeabilitetsfaktor ( $f_a$ ) og derav større lekkasje.

### 9.2.1 RESULTAT - PANTHIS METODE

Kalkulasjonene er utført med tre 3 forskjellige verdier for  $J_a$ . Resultatet er vist i Figur 9-2.



Figur 9-2: Resultat av lekkasjeestimering basert på Panthis metode.

Ved  $J_a = 8$  er sprekken fylt med leiraktig materialet, noe som er positivt med hensyn til lekkasje fordi innfyllingen gjør sprekken lite permeabel. Dette kan sees ut i fra grafen ved at kurven for  $J_a = 8$  gir minst lekkasje. Ved  $J_a = 1$  har ikke sprekken noe innfylling noe som fører til en høyere permeabiliteten. Dette vises ved at grafen for  $J_a = 1$  gir høyest lekkasje. Gjennomsnittlig lekkasje fra tunnelen ved de forskjellige  $J_a$ -verdiene er gitt i Tabell 9-2.

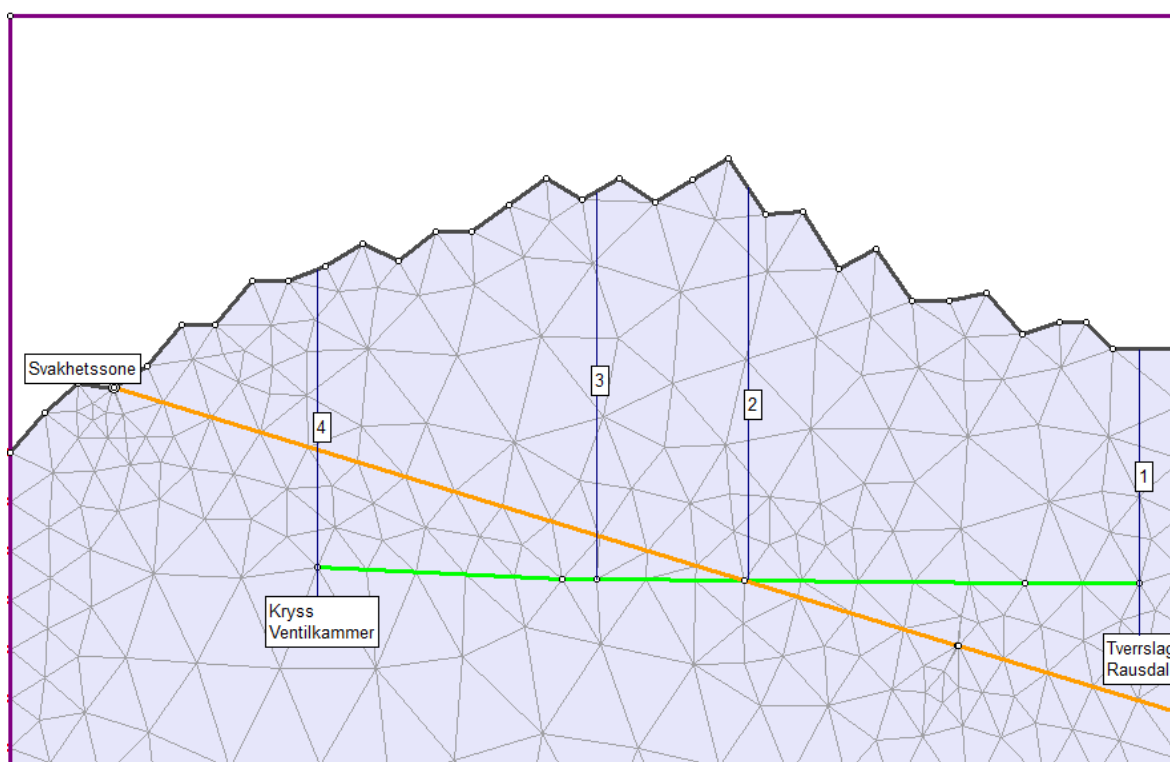
Tabell 9-2: Gjennomsnittlig lekkasje fra tunnelen gitt ved de forskjellige  $J_a$  verdiene.

Lekkasje	$J_a = 1$	$J_a = 2,5$	$J_a = 8$
l/s/m tunnel	1,6	0,7	0,2
l/s	549,2	219,7	68,6

## 10. ANALYSE AV HYDRAULISK SPLITTING

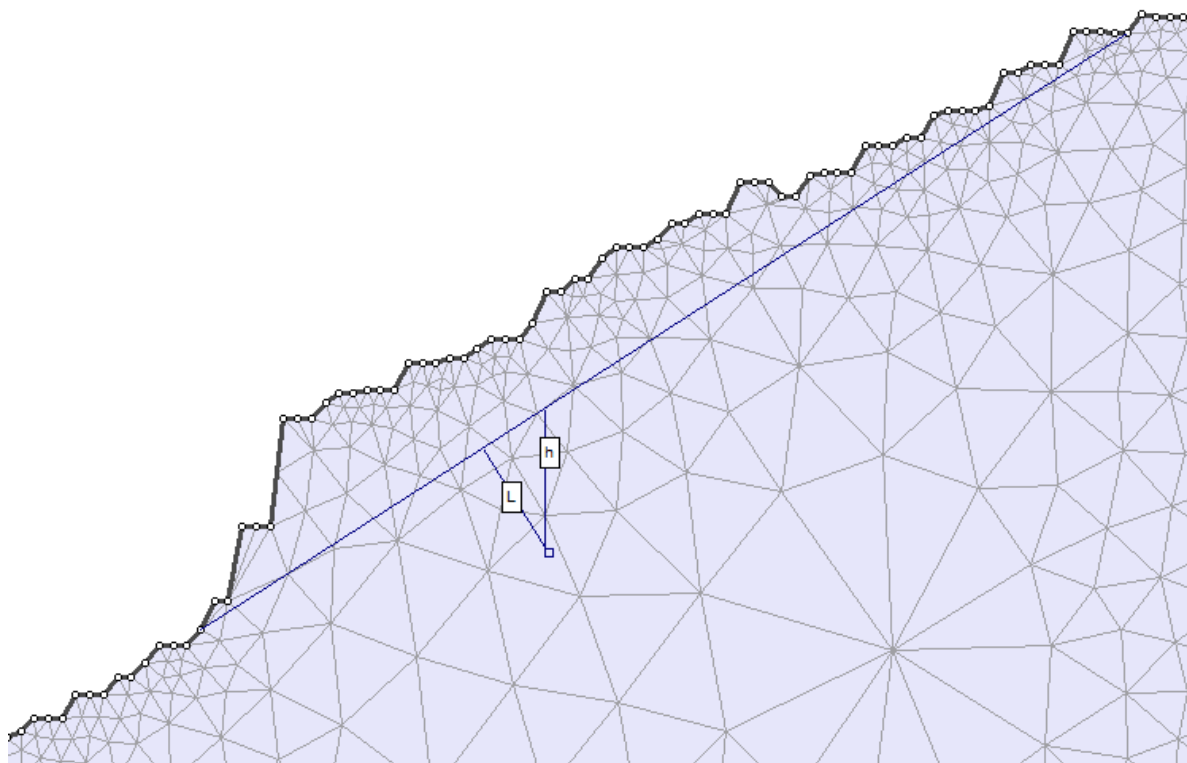
I dette kapittelet er det utført analyser av muligheten for hydraulisk splitting lang tilløpstunnelen ved hjelp av semi-analytiske analyser. Det er valgt ut fire punkter langs tilløpstunnelen som er plassert der det er antatt størst sannsynlighet for hydraulisk splitting (Figur 10-1).

Punkt 1 er ved tverrslag Rausdal. Vanntrykket er høyest i dette punktet med 0,62 MPa. Vertikal og sideoverdekning er henholdsvis 88 og 69 meter. Punkt 2 er plassert 160 meter fra tverrslaget med et vanntrykk på 0,61 MPa. Det antas at svakhetssonen skjærer tunnelen i dette området. Vertikal og sideoverdekning er 95 og 77 meter i dette punktet. Punkt 3 er 222 meter fra tverrslaget og har vertikal overdekning på 80 meter og sideoverdekningen på 67 meter. Punkt 4 er i krysset mellom tilløpstunnelen og ventilkammeret og vanntrykket er lavest på dette punktet. Her er overdekningen minst med 42 meter vertikalt og 38 meter i sideoverdekning.



Figur 10-1: Lengdeprofil mellom tverrslag Rausdal og krysset ved ventilkammer. De fire punktene som er undersøkt er markert.

Dalsidene er korrigert for utstikkende bergpartier som anbefalt av Broch (1984) ved vurdering av overdekning og helling på dalsiden, da det antas at spenningene her er utløst (Figur 10-2).



Figur 10-2: Illustrasjon for hvordan dalsidene er korrigert for utstikkende bergparti.

I følge Benson (1989) bør det benyttes en sikkerhetsfaktor på 1.3 ved vurdering av hydraulisk splitting. Sikkerhetsfaktoren tar kun hensyn til det statiske vanntrykket. Avslag i kraftverket kan føre til et dynamisk vanntrykk som er 5-10 % større enn det statiske, men siden økningen kun er kortvarig vil den ikke ha noen effekt og blir derfor neglisjert (Selmer-Olsen, 1969).

## 10.1 SEMI-ANALYTISK ANALYSE AV HYDRAULISK SPLITTING

Hydraulisk splitting oppstår når vanntrykket er større enn minste hovedspenning i bergmassen. Designprinsippene nevnt i Kapittel 6 blir her anvendt på de fire utvalgte tverrsnittene langs tilløpstunnelen mellom tverrslag Rausdal og ventilkammer.

### 10.1.1 OVERDEKNING STØRRE ENN VANNTRYKKSHØYDEN

Den første analysen tar kun utgangspunkt i overdekning og resultatet er presentert i Tabell 10-1.

Tabell 10-1: Sikkerhetsfaktor mot hydraulisk splitting basert på overdekning.

Kritiske punkt	Vanntrykk [m]	Overdekning [m]	Sikkerhetsfaktor
1	62,9	88	1,40
2	61,6	95	1,54
3	61,2	80	1,31
4	56,5	42	0,74

Punkt 4 har en sikkerhetsfaktor under 1. Basert på den enkle metoden vil det forkomme hydraulisk splitting i dette punktet. De øvrige punktene har sikkerhetsfaktor over 1,3 og basert på metoden antas det at hydraulisk splitting ikke forekommer her.

### 10.1.2 FØRSTE DESIGNPRINSIPP

Denne enkle betraktningen tar utgangspunkt i overdekning og dalsidens helling. Resultatene er presentert i Tabell 10-2.

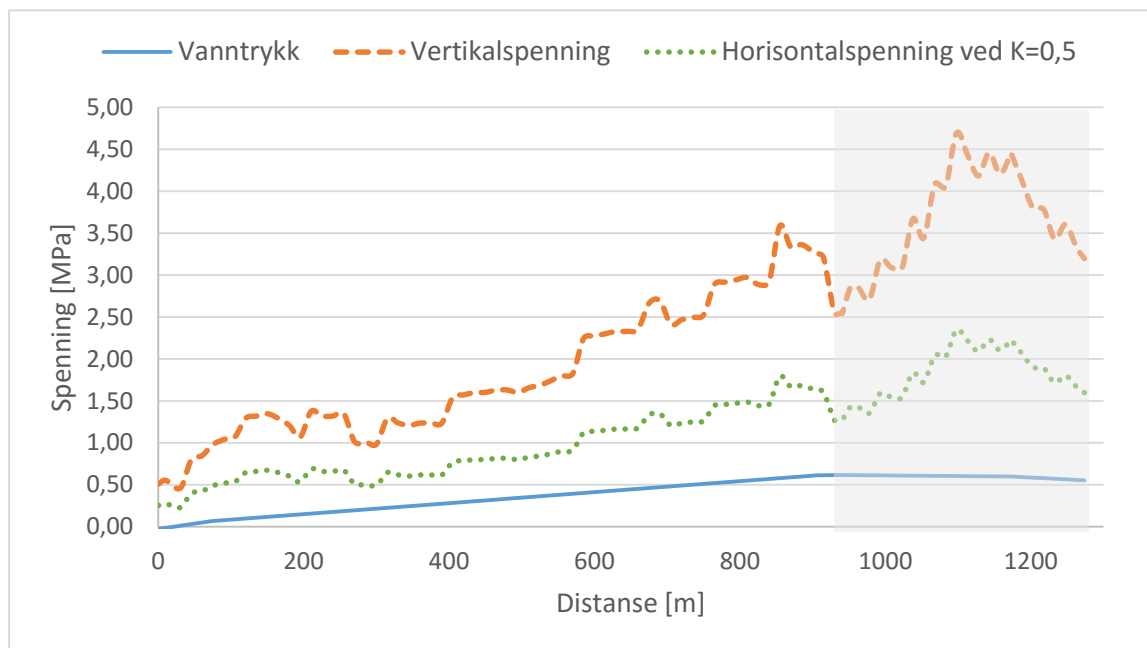
Tabell 10-2: Sikkerhetsfaktor mot hydraulisk splitting ved bruk av enkel metode.

Kritiske punkt	Vanntrykk H [m]	Nødvendig overdekning [m]	Reel overdekning [m]	Sikkerhetsfaktor
1	62,9	37,74	88	2,33
2	61,6	36,9	95	2,57
3	61,2	36,72	80	2,18
4	56,5	33,9	42	1,24

Resultatene viser at punkt 1, 2 og 3 vil ha god sikkerhet mot hydraulisk splitting basert på denne enkle betraktningen. Ved punkt 4 er sikkerhetsfaktoren 1,24, noe som er lavere enn anbefalingen fra Benson (1989), men faktoren er fortsatt over 1 noe som tilsier at hydraulisk splitting ikke vil forekomme.

### 10.1.3 MINSTE HOVEDSPENNING

Det antas at den vertikale spenningen vil være minste hovedspenning siden overdekningen er mindre enn 500 meter i alle vurderte punkter (Myrvang, 1993). Dersom det ikke finnes tektoniske spenninger i området vil spenningsforholdet ved  $k = 0,5$  være aktuelt. Altså at den horisontale spenningen er halvparten av den vertikale. Disse to scenarioene er plottet mot vanntrykk langs hele tilløpstunnelen i Figur 10-3. Området mellom tverrslag Rausdal og ventilammer er indikert med grå boks.



Figur 10-3: Statisk vanntrykk mot minste horisontalspenning langs hele tilløpstunnelen. Grå boks indikerer området mellom tverrslag Rausdal og ventilkammer.

Beregningene viser at vanntrykket ikke vil overstige minste hovedspenning noe sted langs tilløpstunnelen, selv med et konservativt estimat med  $k = 0,5$  (Bjørlykke & Selmer-Olsen, 1972). I området mellom tverrslag og ventilkammer varierer sikkerhetsfaktoren for horisontalspenningen fra 2 til 4 ved  $k = 0,5$ , og mellom 4 til 8 for vertikalspenning.

#### 10.1.4 TOMMELFINGERREGLER

Tommelfingerreglene presentert av Selmer-Olsen (1969) og Christensen og Dannevig (1971) tar hensyn til både vertikal- og sideoverdekning. I Tabell 10-3 vises parameterne og resultatene av analysen utført ved Formel 6.2 og Formel 6.3.



Tabell 10-3: Analyse av potensial for hydraulisk splitting

1) $h > \frac{H \cdot \gamma_w}{\gamma_r \cdot \cos \alpha}$ (Formel 6.2)				
2) $L > \frac{H \cdot \gamma_w}{\gamma_r \cdot \cos \beta}$ (Formel 6.3)				
	Punkt 1	Punkt 2	Punkt 3	Punkt 4
$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	2640	2640	2640	2640
$g$ [m/s <sup>2</sup> ]	9,81	9,81	9,81	9,81
$\gamma_r$ [MN/m <sup>3</sup> ]	0,0259	0,0259	0,0259	0,0259
$\gamma_w$ [MN/m <sup>3</sup> ]	0,00981	0,00981	0,00981	0,00981
<b>H [m] (vanntrykkshøyde)</b>	62,9	61,65	61,2	56,5
<b><math>\alpha</math> [°] (helling tunnel)</b>	0	0	1,1	0
<b><math>\beta</math> [°] (helling dalside)</b>	34	35	33,6	29
<b>h [m] (vertikal fjelloverdekning)</b>	88	95	80	42
<b>L [m] (sideoverdekning)</b>	69	77	67	38
<b>P<sub>w</sub> [MPa] (vanntrykk)</b>	0,62	0,61	0,60	0,55
<b>Kriterie</b>				
<b>Minimum h etter 1)</b>	23,82	23,35	23,18	21,40
<b>Minimum L etter 2)</b>	28,74	28,51	27,83	24,47
<b>Sikkerhetsfaktor</b>				
<b>1)</b>	3,7	4,1	3,5	2,0
<b>2)</b>	2,4	2,7	2,4	1,6

Det er valgt å benytte kvartsdiorittens tetthet da denne er lavest og vil gi de mest konservative resultatene. På tross av side- og vertikaloverdekning mindre enn vanntrykkshøyden, viser analysen av det ikke oppstår hydraulisk splitting i snitt nummer 4. For alle snittene viser resultatene en sikkerhetsfaktor fra 1,6 til 4,1 noe som indikerer at det ikke vil oppstå hydraulisk splitting i noen av de undersøkte snittene. Basert på tommelfingerreglene er både den vertikale overdekningen og sideoverdekningen tilstrekkelig i alle studerte punkter.

## 10.2 KONKLUSJON SEMI-ANALYTISKE ANALYSER

Dersom tommelfingerreglene er tilfredsstillt, betyr det i teorien at det er tilstrekkelig overdekning. Videre antyder dette at minste hovedspenning er større enn vanntrykket, og altså at ingen hydraulisk splitting oppstår som følge av vanntrykket.

Tommelfingerreglene er enkle likevektsbetraktninger som kun tar utgangspunkt i de gravitative spenningene. Den undersøkte tilløpstunnelen er plassert i en bratt dalside. Det forventes derfor at spenningsbildet er dominert av topografiske spenninger og at størrelsen på spenningene er avhengig av både gravitative og tektoniske spenninger. For å ta hensyn til de totale horisontalspenningene tilstede langs tunnelen, er det utført numeriske analyser. Videre kan,

som nevnt i Kapittel 3.3.6, hydraulisk splitting oppstå selv om alle hovedspenningene er større enn vanntrykket. For å vurdere om minste tangentialspenningen er negativ og om det har oppstått strekkbrudd langs tunnelens periferi er numeriske analyser benyttet.

## 11. NUMERISK MODELLERING AV HYDRAULISK SPLITTING

Det er gjennomført todimensjonale endelig element analyser for å vurdere størrelsen på minste hovedspenning i bergmassen rundt tunnelen for å sammenligne den med vanntrykket. Det er også modellert snitt på tvers av tunnelen for å se om det oppstår tensjonsbrudd som følge av antatt spenningsanisotropi. De numeriske analysene er gjennomført for å verifisere og sammenligne resultatene fra de analytiske metodene. Innledningsvis presenteres input-parameterne og spenningsforholdene som er lagt til grunn for analysene. Videre er resultatene presentert og kommentert.

### 11.1 PHASE2

De numeriske analysene er utført i programmet Phase<sup>2</sup>. Programmet er basert på endelig element metoden (FEM) som betyr at berggrunnen betraktes som et kontinuerlig medium. Det defineres et domene som må være så stort at bergrommet som modelleres ikke blir påvirket av domenets ytterbegrensninger (randeffekt). Domenet deles inn i elementer som er knyttet til hverandre gjennom knutepunkt. Hvert element representerer et materiale med bestemte egenskaper (Myrvang, 2001).

### 11.2 INPUT-PARAMETERE

Ved bruk av numeriske modeller er kvaliteten på resultatene avhengig av kvaliteten på input-parameterne. De viktigste input-parameterne er in-situ bergspenninger, deformasjonsegenskaper, styrkeegenskaper og oppsprekkingsgrad (Myrvang, 2001).

Input-parameterne som er benyttet i denne oppgaven er basert på resultater fra laboratorietester, RocLab og spenningsmålinger fra Tyin. Det er også gjort noen antakelse i samråd med veileder. Siden modellene er basert på noen antakelse, er det knyttet noe usikkerhet til de.

#### 11.2.1 GEOMETRI OG MODELLENES OPPBYGGING

Modellene er bygget opp med en ekspansjonsfaktor på 3 ganger diameteren til tunnelen for å unngå randeffekter. Knutepunktene i bunn av modellene er låst i y-retning, slik av forskyvning kun skjer horisontalt og knutepunktene langs sidene er låst i x-retning slik at forskyvning kun kan skje vertikalt. For tverrsnittene med konstant spenningsfelt er knutepunktene rundt modellen låst i begge retninger. Det er valgt å benytte standard innstillingene som er gitt i

programmet når det gjelder oppsett av «mesh» som er triangelementer med 6 knuter og «gradation factor» på 0,1.

### 11.2.2 MATERIALEGENSKAPER

Det er valgt å benytte det generaliserte Hoek-Brown kriteriet der hele bergmassen betraktes (Formel 4.8). Fra kartlegging er det funnet to bergartstyper i studieområdet. Under driving ble det ikke utført geologisk kartlegging. Det er derfor valgt å benytte gjennomsnittsverdier for de to kartlagte bergartene i modellene (Tabell 11-1).

Tabell 11-1: Verdier for input-parametere hentet fra laboratorieundersøkelser.

Parameter	Symbol	Amfibolitt	Kvartsdioritt	Gjennomsnitt	Enhet
Tetthet	$\rho_r$	2850	2640	2745	kg/m <sup>3</sup>
Enaksiell trykkfasthet	$\sigma_{ci}$	209	152	180,5	MPa
Strekkfasthet	$\sigma_t$	14,7	9,3	12	MPa
E-modul	$E_i$	61,1	34,9	48	GPa
Poisson's forhold	$\nu$	0,27	0,31	0,29	

For å estimere Hoek-Brown parameterne  $m_b$ ,  $s$  og  $a$ , er programmet RocLab utviklet av Rocscience, benyttet. Parameterne UCS, GSI,  $m_i$  og  $D$  er input (Tabell 11-2)(Rocscience, 2016a).

Tabell 11-2: Input-parametere og resultater fra RocLab.

Parameter	Symbol	Upåvirket sone	Skadesone	Kommentar
<b>Input RocLab</b>				
GSI		65	55	Estimert fra RMR og Q
Materialkonstant	$m_i$	25,5	25,5	RocLab
Forstyrrelsesfaktor	$D$	0	0,5	Samtale med veileder (Panthi, 2016)
<b>Resultat RocLab</b>				
Materialkonstant	$m_b$	7,3059	2,9920	RocLab/Formel 4.9
Konstant	$s$	0,0205	0,0025	RocLab/Formel 4.10
Konstant	$a$	0,502	0,504	RocLab/Formel 4.11

GSI-verdi for upåvirket sone er estimert basert på Q- og RMR-systemet (Kapittel 8.1.2). GSI-verdi for skadesonen er diskutert med veileder og valgt til 55 på grunn av oppsprekking som følge av sprengningsarbeidet. Materialkonstanten  $m_i$  er valgt fra en oversikt i RocLab og gjennomsnitt av verdiene for amfibolitt (26) og dioritt (25) er benyttet. Forstyrrelsesfaktoren  $D$

er satt til 0 for hele bergmassen, med unntak av en skadesone på 2 meter rundt tunnelen. I denne sonen er verdien satt til 0,5 for å ta hensyn til sprengningsskader (Panthi, 2016).

Når plastisk materiale er valgt, kan det legges inn en dilasjonsparameter. Dilasjon er et mål på volumutvidelse i materialet om følge av skjærbevegelse (Rocscience, 2016c). Dilasjon er satt til 0,05 i skadesonen (Panthi, 2016).

Når materialet er definert som plastisk, vil residualverdier bli brukt i området det oppstår brudd (Rocscience, 2016c). Residualverdier for styrkeparameterne angis for å kunne modellere bergmassens oppførsel etter den har gått i brudd. Residualverdiene er kalkulert med Formel 4.13 til 4.15 og resultatene er oppsummert i Tabell 11-3. Parameteren  $a_r$  vil forbli den samme siden den er uavhengig av forstyrrelsesfaktoren (Hoek, Carranza-Torres & Corkum, 2002).

Tabell 11-3: Beregning av residualparametere.

Parameter	Symbol	Upåvirket sone	Skadesone	Kommentar
Residualverdier	$GSI_r$	27,205	26,320	Formel 4.13
	$m_r$	1,894	1,835	Formel 4.14
	$s_r$	0,00031	0,00028	Formel 4.15
	$a_r$	0,502	0,504	

### ***Bergmassens styrke og stivhet i skadesonen***

Det finnes ingen empirisk metode for å estimere input-parametere for skadesonen (Saiang, 2008). Hoek, Carranza-Torres og Corkum (2002) har foreslått en formel for estimere deformasjonsmodulusen til bergmasser med intakt styrke over 100 MPa (Formel 11.1). Siden formelen inkluderer forstyrrelsesfaktoren  $D$ , kan den benyttes for å ta hensyn til sprengningsskader i skadesonen.

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) * 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad (11.1)$$

I Formel 11.1 er det brukt  $D = 0,5$  og  $GSI = 55$  noe som gir en deformasjonsmodulus i skadesonen på 10 GPa. Det er omtrent 50 % av den estimerte verdien i upåvirket bergmasse (Kapittel 8.2.12). Estimaten er i overensstemmelse med verdier presentert i Kwon og Cho (2008) og Saiang (2008). Saiang (2008) påpeker imidlertid at verdiene variere mellom 10-90 % av upåvirket bergmasse.

Styrken til bergmassen i skadesonen er estimert med Formel 11.2 fra Hoek, Carranza-Torres og Corkum (2002).

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} * \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s)) \left(\frac{m_b}{4+s}\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (11.2)$$

Hoek-Brown parameterne i skadesonen fra Tabell 11-2 er brukt som input-parameter. Beregnet med formelen blir bergmassens styrke i skadesonen 41,6 MPa, som er omtrent 50 % av verdien i upåvirket sone.

Poissons forholdstall vil ikke endres merkbart fra upåvirket berg til skadesonen (Saiang, 2008). Verdien for Poissons forholdstall holdes derfor konstant i modellene som er utført her. Tabell 11-4 viser verdier som er brukt for upåvirket og sprengningspåvirket bergmasse.

Tabell 11-4: Bergmassens verdier i upåvirket sone og i skadesonen.

Parameter	Symbol	Upåvirket sone	Skadesone	Enhet	Kommentar
Styrke bergmasse	$\sigma_{cm}$	80,2	41,6	MPa	
E-modul bergmasse	$E_m$	21,6	10,0	GPa	
Poissons forholdstall	$\nu$	0,29	0,29		Konstant

### 11.3 ESTIMERING AV IN-SITU SPENNINGER

In-situ spenningsforhold er viktig for plassering og design av uforete trykksjakter og -tunneler. Det viktigste er at minste hovedspenning er større enn vanntrykket i et hvert punkt langs anlegget for å unngå hydraulisk splitting av bergmassen. Hydraulisk splitting kan forårsake utlekkasje av vann, noe som kan føre til redusert stabilitet langs tunnelen og store økonomiske tap.

Hydraulisk splitting kan unngås ved å plassere anlegget i kompetente bergmasser og under tilstrekkelig overdekning for å sikre omsluttningstrykk og vanntetthet. Dersom anlegget plasseres ved for lav overdekning eller i oppsprukne bergmasser må det ofte benyttes stålforing for å sikre at anlegget er tett. Dette blir ofte mye dyrere enn å la tunnelsystemet forbli uforet (Amadei & Stephansson, 1997).

Det er vanskelig å estimere in-situ spenninger i en bergmasse. Dagens spenningsfelt er et sluttprodukt av tidligere geologiske hendelser, og siden bergmassen sjelden er homogen og kontinuerlig, kan spenningene forventes å endre seg fra et sted til et annet. In-situ spenninger varierer også over tid som et resultat av tektoniske hendelser, erosjon og istider (Amadei & Stephansson, 1997).

#### 11.3.1 TEKTONISKE SPENNINGER I OMRÅDET

For å estimere de tektoniske bergspenningene i området er det tatt utgangspunkt i bergspenningsmålinger utført i forkant av byggingen av Tyin-kraftverket (bygget i

2003/2004)(Larsen, 2002). Resultatene fra målingene er presentert i Tabell 11-5. Bergarten på målestedet er oppgitt som amfibolittisk/diorittisk gneis og overdekningen på målestedet er 950 meter.

Tabell 11-5: Resultat fra tredimensjonal (3D) bergspenningsmåling i adkomsttunnel til Tyin kraftverk (Larsen, 2002).

Målte spenninger	Størrelse [MPa]	Orientering [°]
$\sigma_H$	31,13	N349Ø
$\sigma_h$	20,83	N079Ø
$\sigma_v$	24,79	

Ved å beregne de teoretiske spenningene etter Formel 3.11 og 3.12, kan størrelsen på de tektoniske spenningene i området estimeres.

Tabell 11-6: Input-verdier for beregning av teoretiske spenninger ved Tyin (Larsen, 2002).

$\rho$	2878 kg/m <sup>3</sup>
$g$	9,81 m/s <sup>2</sup>
$h$	950 m
$v$	0,23

$$\sigma_v = 2878 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 950 \text{ m} = 26,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_h = \left( \frac{0,23}{1-0,23} \right) * 26,8 \text{ MPa} = 8,01 \text{ MPa}$$

Resultatene fra Tyin viser at målt horisontalspenning er vesentlig høyere enn teoretisk beregnet horisontalspenning. Det antyder at den tektoniske komponenten i området er stor (Larsen, 2002). Størrelsen på de tektoniske spenningene beregnes ved å snu om på Formel 3.13:

$$\sigma_{tec} = \sigma_H - \left( \frac{v}{1-v} * \sigma_v \right) \quad (11.3)$$

Fra Formel 11.3 kan de tektoniske spenningskomponentene beregnes:

$$\sigma_{Htec} = 31,13 \text{ MPa} - 8,01 \text{ MPa} = 23,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{htec} = 20,83 \text{ MPa} - 8,01 \text{ MPa} = 12,82 \text{ MPa}$$

### 11.3.2 SPENNINGER LANGS TILLØPSTUNNELEN

For å estimere spenningene langs den studerte tilløpstunnelen, blir først de teoretiske spenningene beregnet. Deretter blir de totale horisontale spenningene i bergmassen kalkulert.

#### *Teoretisk spenning*

Som input i teoretisk beregning av spenningene benyttes verdier fra laboratorieundersøkelsene (Tabell 11-7). Tetthet og Poissons forholdstall er gitt som gjennomsnitt av de to prøvene som

er testet. Høyden er gjennomsnittlig overdekning mellom tverrslag Rausdal og krysset ved ventilkammeret.

Tabell 11-7: Gjennomsnittsverdier fra laboratorieundersøkelsene.

<b>ρ</b>	2745 kg/m <sup>3</sup>
<b>g</b>	9,81 m/s <sup>2</sup>
<b>h</b>	130 m
<b>v</b>	0,29

Disse input-verdiene gir teoretiske spenninger på:

$$\sigma_v = 2745 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 130 \text{ m} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_h = \left( \frac{0,29}{1-0,29} \right) * 3,5 \text{ MPa} = 1,4 \text{ MPa}$$

### **Total horisontal spenning**

For å bestemme de totale horisontale spenningene brukes Formel 3.13. De tektoniske spenningene hentes fra beregningene for Tyin.

Største horisontalspenning blir da:

$$\sigma_H = 1,4 \text{ MPa} + 23,12 \text{ MPa} = 24,52 \text{ MPa}$$

Og minste horisontalspenning blir:

$$\sigma_h = 1,4 \text{ MPa} + 12,82 \text{ MPa} = 14,22 \text{ MPa}$$

Målingene fra Tyin er utført med 950 meter overdekning. Der er naturlig at spenningene på nivå med tilløpstunnelen er noe lavere på grunn av mindre overdekning og spenningsavlastning. Eksfoliasjonssprekker i dalsiden viser tegn på dette. Grunnet fravær av sprakeberg under driving av tilløpstunnelen mellom tverrslag Rausdal og ventilkammer (Hæhre entreprenør AS, 2012), er det mulig å gjøre en betraktning om maksimalt spenningsnivå i dette området.

Betraktningen gjøres basert på Kirschs ligning for maksimal tangentialspenning (Formel 3.16). Siden det ikke er observert sprakeberg, har trolig de tangentielle spenningene ikke nådd 40 % av styrken til intakt berg ( $\sigma_{ci}$ ) (Diederichs, 2014). For å estimere maksimalt spenningsnivå er det tatt utgangspunkt i kvartsdioritten da denne har lavest styrke av de to undersøkte bergartene. 40 % av styrken til kvartsdioritten er 60 MPa.

Minste hovedspenning ( $\sigma_3$ ) antas å være den vertikale spenningskomponenten i området på grunn av liten overdekning. Største hovedspenning ( $\sigma_1$ ) er den største horisontale spenningskomponenten som beregnet ovenfor.



Tabell 11-8: Beregning av maksimal tangential spenning.

$\sigma_1$ [MPa]	$\sigma_3$ [MPa]	$\sigma_{0max}$ [MPa]
24,52	3,5	70,15
24	3,5	68,5
23	3,5	65,5
22	3,5	62,5
<b>21</b>	<b>3,5</b>	<b>59,5</b>
20	3,5	56,5

Beregningene i Tabell 11-8 viser at største hovedspenning ( $\sigma_1$ ) kan maksimalt være 21 MPa, for at tangentialspenningene ikke skal overgå 40 % av styrken til intakt berg. 21 MPa er fortsatt høy spenning til at overdekningen er så liten. Overdekningen er rundt 130 meter og sidedekningen er på noen steder ned mot 40 meter. I tillegg tyder de nevnte eksfoliasjonssprekkene i området på at store deler av bergmassivet er spenningsavlastet. Ifølge Bjørlykke og Selmer-Olsen (1972) antas den tektoniske horisontalspenningen å øke med dyppet. Det virker derfor lite sannsynlig at spenningene er så høye som det er beregnet her.

Stephansson (1993) har basert på overborings-tester utført i Fennoskandia foreslått noen formler for bestemmelse av in-situ horisontalspenninger basert på overdekning i meter ( $z$ ). Største horisontalspenning er gitt ved Formel 11.4 og minste horisontalspenning er gitt ved Formel 11.5.

$$\sigma_H = 6,7 + 0,0444z \quad (11.4)$$

$$\sigma_h = 0,8 + 0,0329z \quad (11.5)$$

Ved å sette inn  $z = 130$  meter, får en at største horisontalspenning er 12,47 MPa og minste horisontalspenning er 5,08 MPa.

Det er valgt å bruke størrelsen på spenningene basert på Formel 11.4 og 11.5 og orienteringen fra bergspenningsmålingene fra Tyin i modelleringen i denne oppgaven (Tabell 11-9).

Tabell 11-9: Antatt størrelse og retning på hovedspenningene langs tilløpstunnelen

Hovedspenning	Størrelse [MPa]	Retning
$\sigma_H$	12,47	N349°Ø
$\sigma_h$	5,08	N079°Ø
$\sigma_v$	3,5	-

Ifølge Myrvang (1993) vil horisontalspenningene være mer eller mindre konstant langs en tunnel, forutsatt at det ikke er store endringer i bergmassen. Nær overflaten som er påvirket av lokal topografi og forvitring, kan spenningene endres. Det tas her utgangspunkt i at

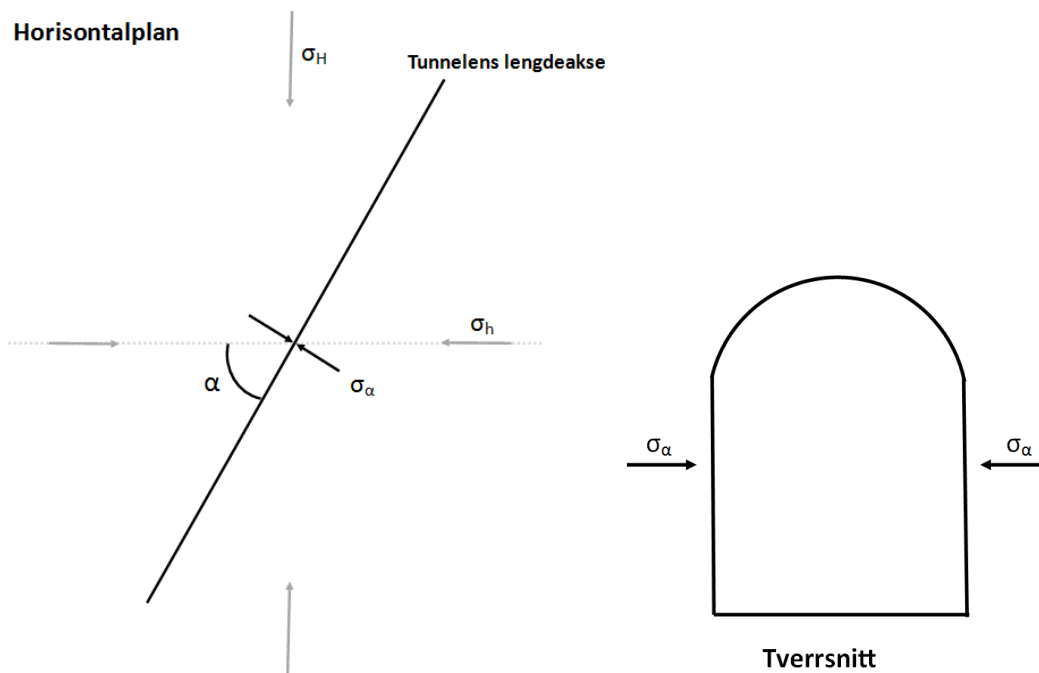
horisontalspenningene er konstante i det området som modelleres da området har liten utstrekning.

### 11.3.3 REORIENTERING AV SPENNINGENE

3D-spenningmålingene fra Tyin prosjektet treffer ikke tilløpstunnelen normalt og parallelt. Spenningene re-orienteres derfor ved Formel 11.6 som er utledet fra en likevektstilstand i et todimensjonalt spenningsplan (Emdal, 2013).

$$\sigma_{\alpha} = \sigma_H \cos^2 \alpha + \sigma_h \sin^2 \alpha \quad (11.6)$$

Der  $\sigma_{\alpha}$  er normalspenningen på planet, i dette tilfellet veggene i tunnelen,  $\sigma_H$  og  $\sigma_h$  er største og minste horisontale hovedspenning, og  $\alpha$  er vinkelen mellom tunnelens lengdeakse og minste hovedspenning (Figur 11-1).



Figur 11-1: Illustrasjon av Formel 11.6.

En slik konverteringen er ikke helt korrekt da det vil oppstå skjærspenninger i det nye planet. Disse skjærspenningene blir neglisjert i de videre beregningene siden det ikke benyttes dataprogram for nøyaktig konvertering.

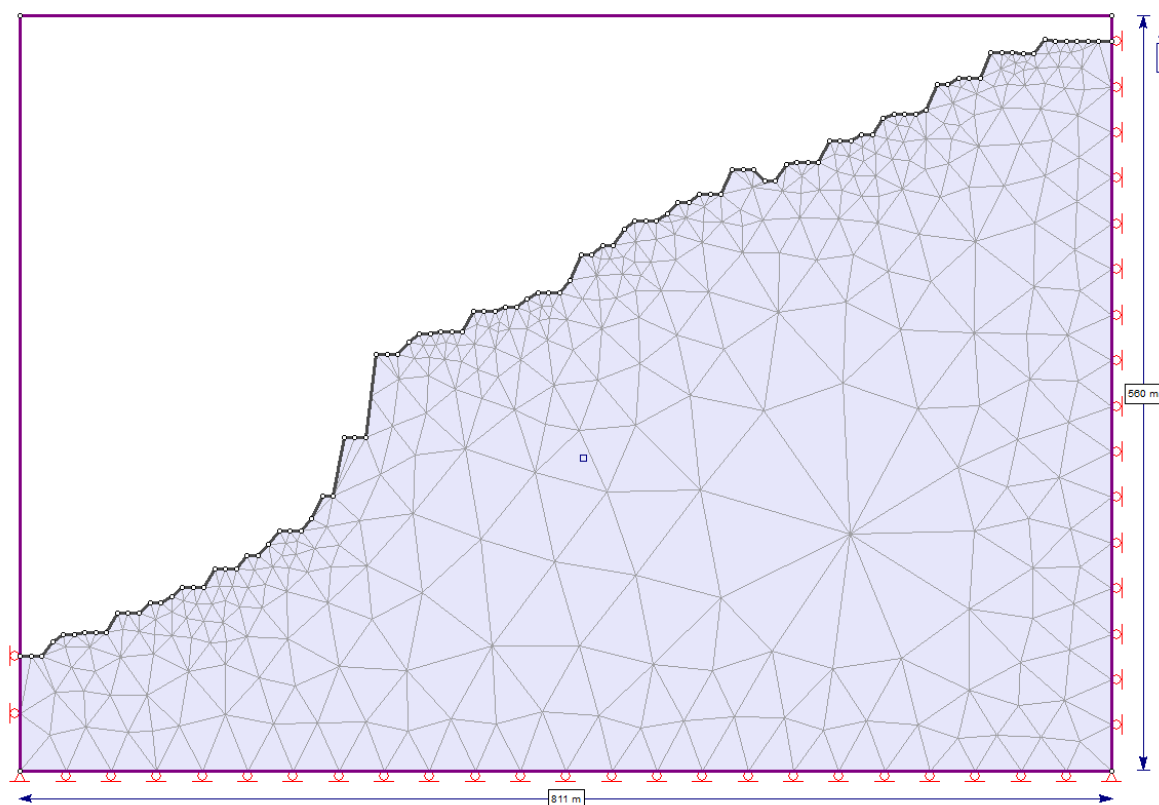
Vinkelen mellom tunnelens lengdeakse og minste hovedspenning er  $49^\circ$ . Fra Formel 11.6 blir spenningen vinkelrett på tunnelen 8,26 MPa og spenningen parallelt med tunnelen 9,29 MPa.

## 11.4 MODELLENE

Topografi har stor innvirkning på spenningsfordelingen i bergmassen. Det er derfor utformet topografiske modeller av dalsiden som simulerer det regionale spenningsfeltet. Det er valgt et gravitativt spenningsfelt slik at den vertikale spenningen justeres basert på vekten av overliggende bergmasse. Spenningene satt inn i dalside-modellene er gitt i Tabell 11-10. Dalsiden blir gravd ut slik at spenningene re-distribueres i forhold til topografien (Figur 11-2).

Tabell 11-10: In-situ spenningsverdier satt inn i de fire dalside-modellene.

	In-situ spenningsverdier			Tilløpstunnel
	$\sigma_h$	$\sigma_H$	$\sigma_v$	
<b>Spenninger</b>	8,26 MPa (i planet)	9,29 MPa (ut av planet)	$\rho gh$	
<b>Orientering</b>	N120°Ø	N030°Ø	-	N030°Ø
<b>Fall</b>	0	0	90	0

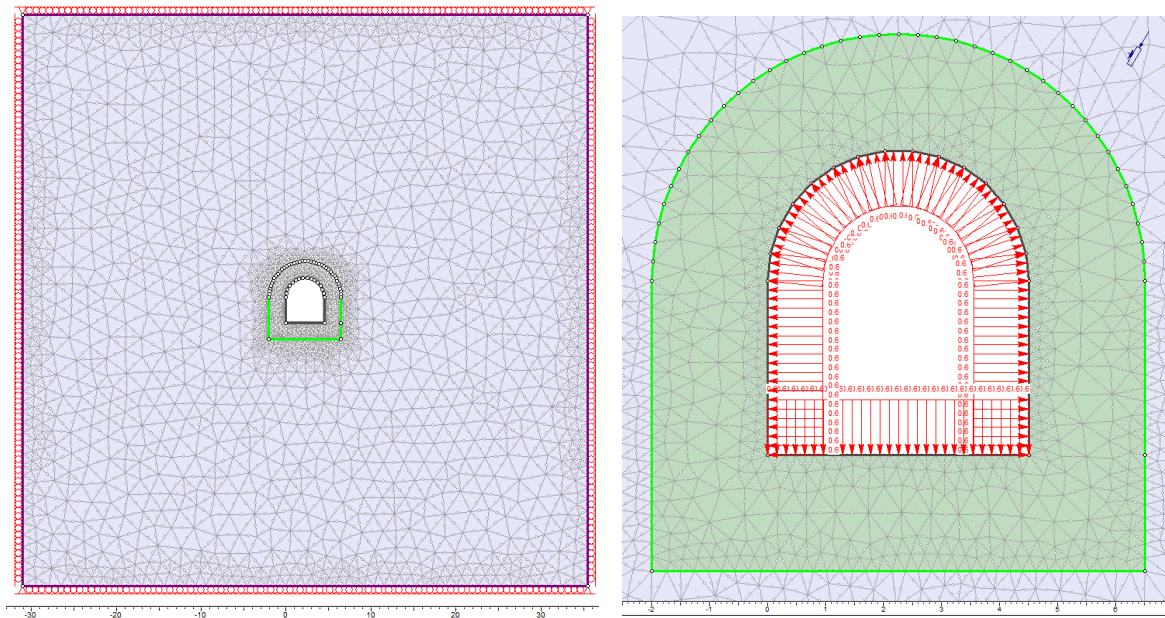


Figur 11-2: Modell av dalsiden ved snitt nummer 3. Firkanten indikerer tunnelens beliggenhet.

Fra modellen i Figur 11-2 hentes spenningene rundt tunnelen. Spenningene som er funnet er gitt i Tabell 11-11. Deretter er det laget modeller av tunneltversnittene (Figur 11-3). Det er da benyttet et konstant spenningsfelt og satt inn spenningene fra Tabell 11-11.

Tabell 11-11: Spenningskomponenter i de fire snittene

	Snitt 1	Snitt 2	Snitt 3	Snitt 4
$\sigma_1$ (i planet) [MPa]	6,90	5,89	5,63	5,15
$\sigma_3$ (i planet) [MPa]	1,71	1,94	1,99	1,49
$\sigma_z$ (ut av planet) [MPa]	6,50	6,28	6,47	7,08
Vinkel mellom $\sigma_1$ og horisontal [°]	50	52	59	38
$\rho_w$ [MPa]	0,62	0,61	0,60	0,55



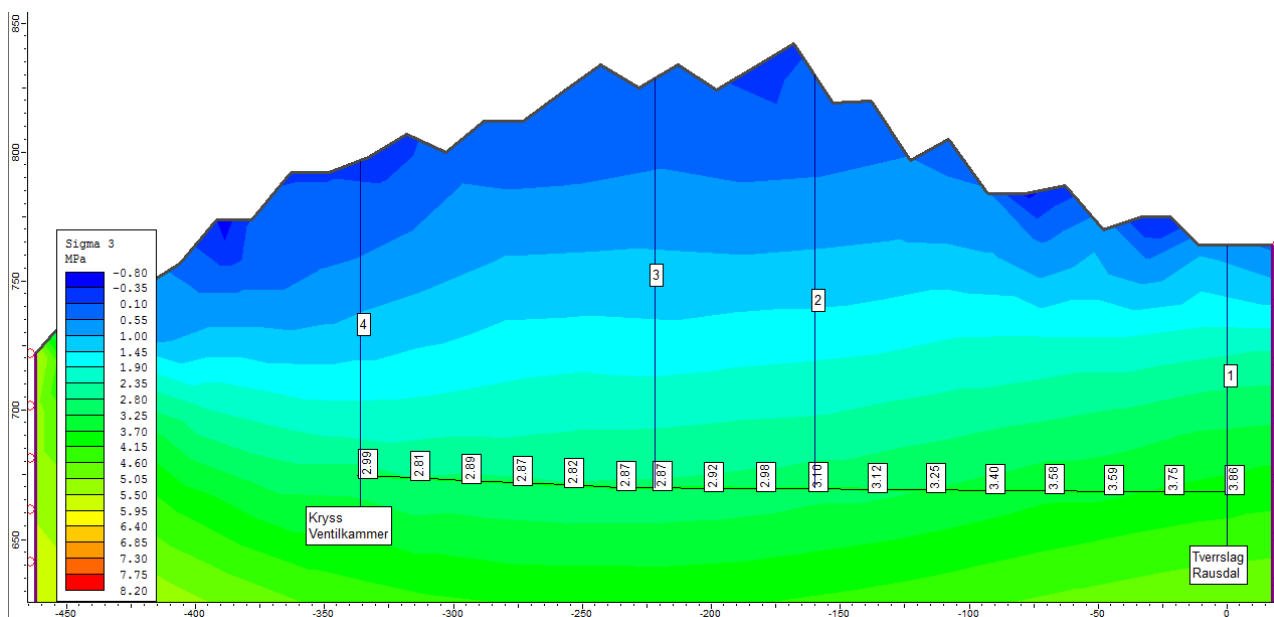
Figur 11-3: Modellen av tverrsnittene til venstre. Til høyre er det zoomet inn på tunnelprofilen. Det grønne området representerer skadesonen. Vanntrykket er satt inn i det aktuelle snittet.

Selv om Phase<sup>2</sup> er et 2D program, legges alle de tre hovedspenningene inn. Ved beregning av for eksempel styrkefaktor, vil alle tre spenningene ha innvirkning (Rocscience, 2016b).

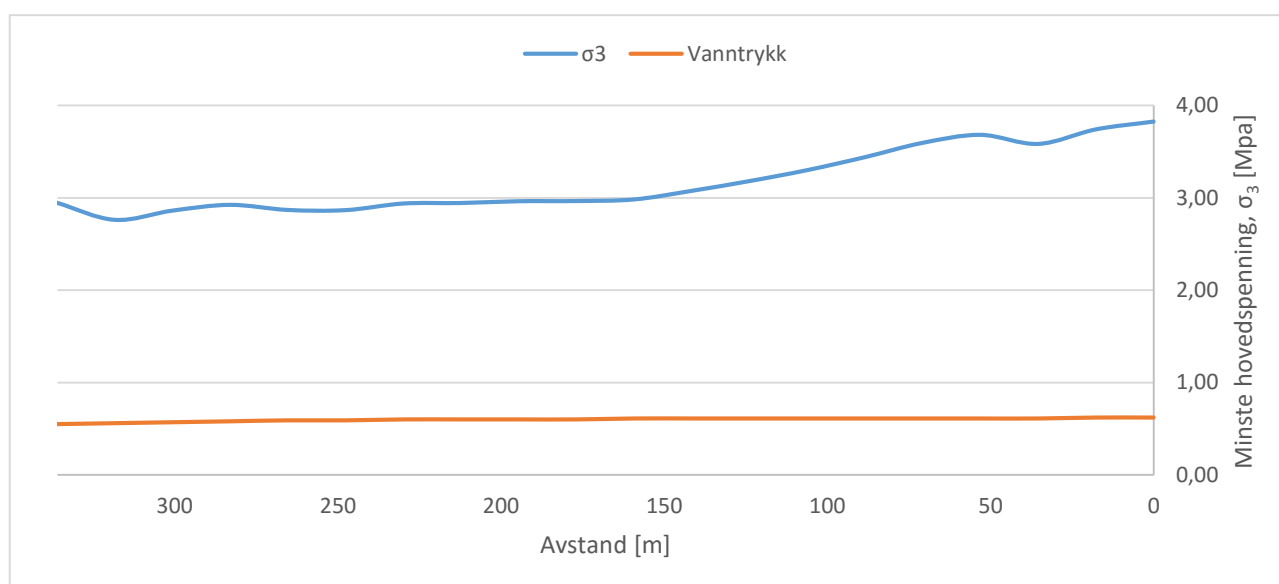
## 11.5 RESULTAT NUMERISK MODELLERING

### 11.5.1 MINSTE HOVEDSPENNING LANGS TILLØPSTUNNELEN

Figur 11-4 viser variasjonen i minste hovedspenning langs tunnelen mellom tverrslag Rausdal og ventilkammeret. I Figur 11-5 er minste hovedspenning plottet mot vanntrykket langs tunnelen. Plottet viser at  $\sigma_3$  er større enn vanntrykket langs hele strekningen. Størrelsen på minste hovedspenning varierer fra 2,7-3,8 MPa. Maksimalt vanntrykk er 0,62 MPa. Det betyr at det er god margin mot hydraulisk splitting når spenningsfeltet langs tunnelen betraktes.



Figur 11-4: Minste hovedspenning langs tilløpstunnelen mellom tverrslag Rausdal og ventilkammer.



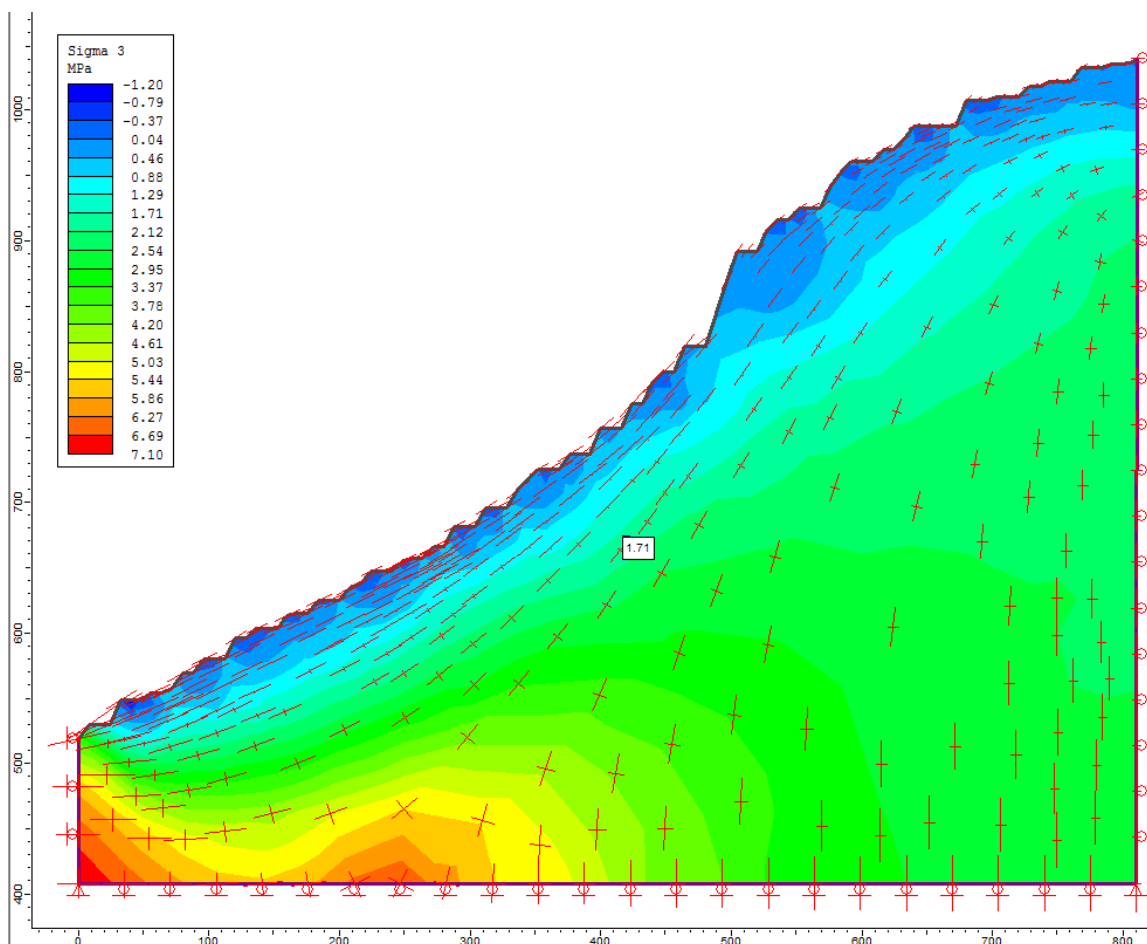
Figur 11-5: Minste hovedspenning plottet mot vanndrykket langs tilløpstunnelen mellom tverrslag Rausdal (0 m) og ventilkammeret (336 m).

På grunn av re-distribuering av spenningene som følge av driving av bergrom, vil spenningene lokalt rundt tunnelen variere. Snittet i Figur 11-4 er heller ikke representativt da Phase<sup>2</sup> antar uendelig lengde innover i planet. Tverrsnitt av tunnelen bør derfor modelleres for å få en indikasjon på hvordan spenningene re-distribueres rundt tunnelåpningen. Spenningene kan lokalt være lavere enn in-situ spenningene vist i Figur 11-4 og Figur 11-5.

### 11.5.2 TVERRSNITT AV TILLØPSTUNNELEN

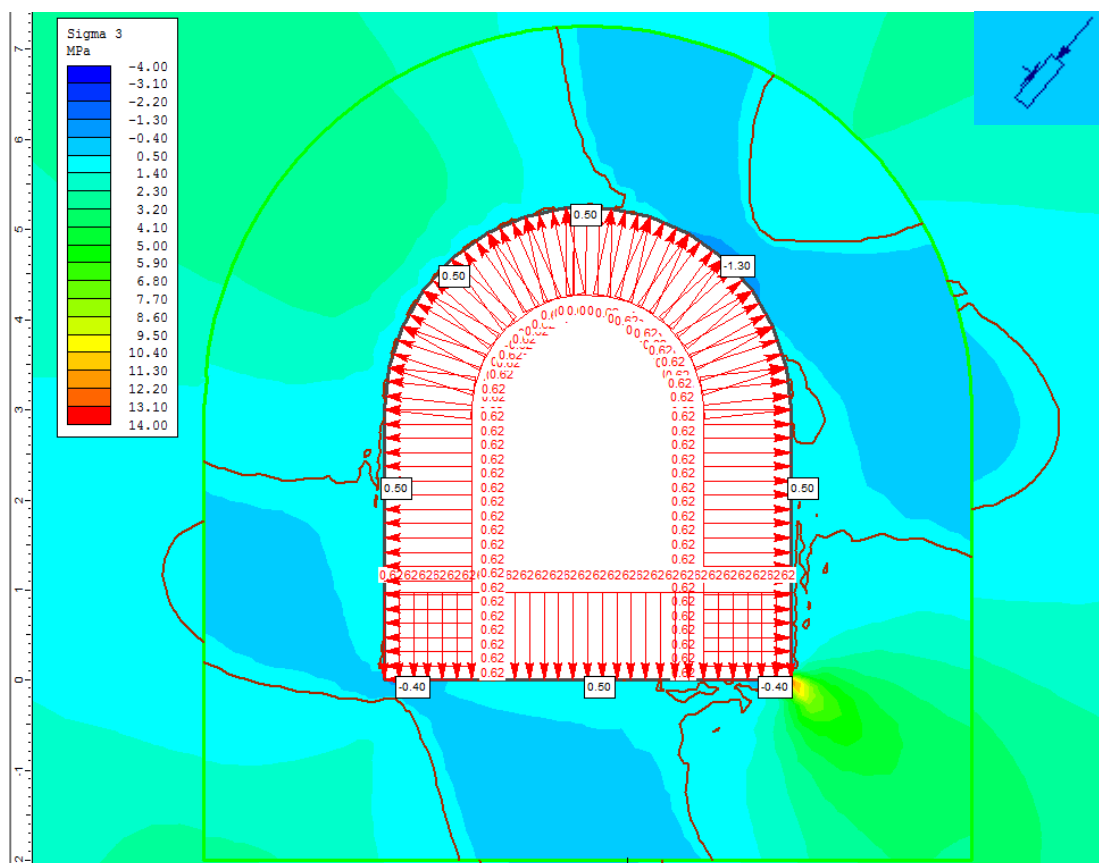
Her presenteres analysene utført av snitt 1. Analyse av snitt 2, 3 og 4 er gitt i Vedlegg G.

I Figur 11-6 er spenningene re-distribuert etter topografien. Største hovedspenning går parallelt med dalsiden og minste hovedspenning står vinkelrett på. Dypere inn i bergmassen og bort i fra overflaten, blir største hovedspenning mer vertikal. In-situ spenningene rundt tunnelen er hentet ut og satt inn i modell av tunnelprofilen som vist i Figur 11-7.



Figur 11-6: Modell av dalsiden ved snitt 1 som viser størrelsen på  $\sigma_3$  ved tunnelen.

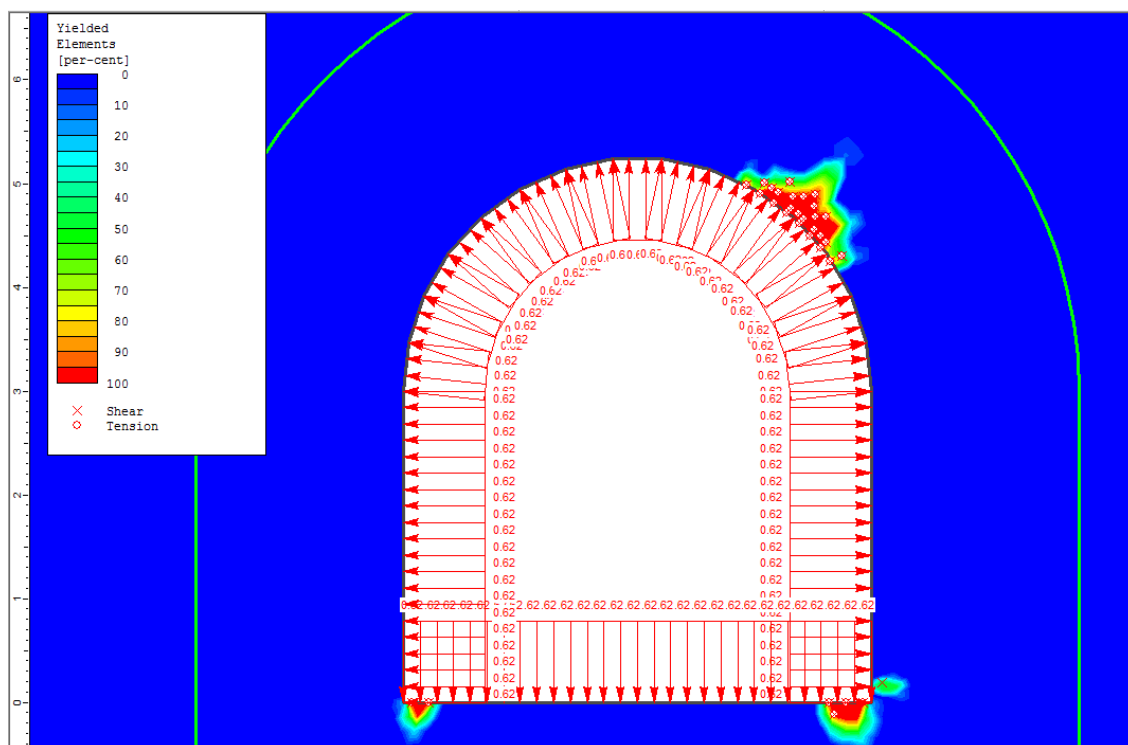
I Figur 11-7 er minste hovedspenning negativ i områdene parallelt med største hovedspenning samt nede i høyre hjørne av tunnelen. Vanstrykket på 0,62 MPa er høyere enn minste hovedspenning rundt store deler av tunnelens kontur. Det betyr at bergmassen i disse områdene kan være utsatt for hydraulisk splitting.



Figur 11-7: Minste hovedspenning rundt tunnelprofilen. I områdene innenfor den brune isobarlinjen en minste hovedspenning lik eller mindre enn vanntrykket.

For å se om det oppstår brudd i bergmassen og eventuell utstrekning av disse, er materialet endret til plastisk. Figur 11-8 viser at det oppstår brudd i bergmassen i de områdene der minste hovedspenning er negativ. Kryss indikerer skjærbrudd og runding indikerer tensjonsbrudd. I områder med tensjonsbrudd kan mindre eksisterende sprekker åpnes. Dersom det dannes forbindelse til større vannførende sprekker, kan det føre til store lekkasjer. Brudd oppstår kun i skadesonen og utstrekningen på bruddsonen er relativt liten, mellom 40 til 70 cm.

Resultatene fra de øvrige tre snittene gitt i Vedlegg G, er i overensstemmelse med resultatene presentert her. Modellene som er presentert har ikke installert sikring. Ved driving av tunnelen ble det sikret med sprøytebetong ned til 3 meter over sålen. Sikringen er ikke tatt med her, ettersom hovedfokus er å betrakte spenningsfordelingen rundt tunnelprofilen.



Figur 11-8: Plastisk analyse som viser bruddelement i bergmassen.

## 11.6 USIKKERHET KNYTTET TIL NUMERISK MODELLERING

Kvaliteten på resultatene fra modelleringen er avhengig av kvaliteten på input-parameterne i modellen. Laboratorieresultatene som er lag til grunn for analysene, er basert på to steinblokker. Siden egenskapene i en bergmasse varierer mye innad i selve bergmassen, er det knyttet usikkerhet til om resultatene fra testene utført på steinblokkene er representative for bergmassen som er modellert.

Styrkeparameterne og residualverdiene som er benyttet i modellen er funksjon av GSI. GSI er som nevnt en subjektiv klassifisering av bergmassen, og ikke av selve materialegenskapene. Det betyr at resultatene av kartlagt GSI vil være avhengig av personen som kartlegger.

Forstyrrelsesfaktoren og utstrekningen på skadesonen er vanskelig å forutsi da den avhenger av kvaliteten på sprengningsarbeidet. Spenningssituasjonene er estimert basert på målinger i området. Tatt i betraktning usikkerhetene i selve målingene, er det knyttet stor usikkerhet til denne estimeringen. Analyse av de ulike snittene langs tunnelen er utført med et konstant spenningsfelt. Dette er en forenkling ettersom den vertikale spenningen varierer med overdekningen.



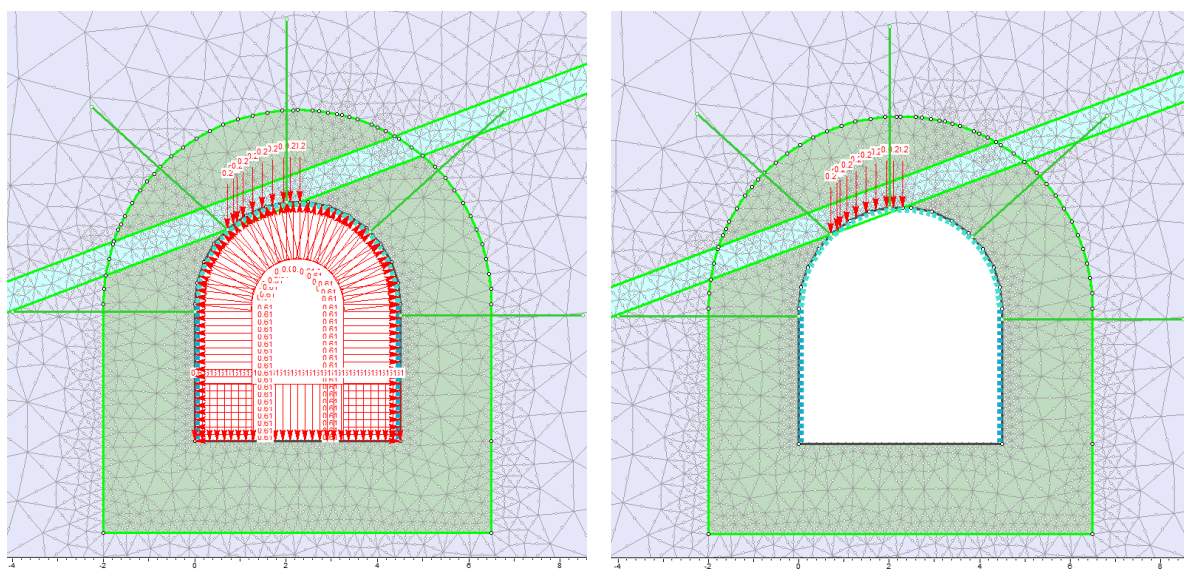
## 12. NUMERISK ANALYSE AV STABILITET

Fra notat om permanent sikring (Halvorsen, 2011) er det beskrevet en sleppe som skjærer hengen ved pel 160 meter. Strøket til sleppen er omtrent N345°Ø med fall 29° mot vest. Strøket tilsvarer strøket til svakhetssonen som ble estimert basert på topografien.

Etter to års drift ble det gjennomført en berg- og stabilitetsvurdering av tunnelen. I en sone på 50 meter rundt pel 150 meter ble det observert sprekker i sprøytebetongen i hengen av tunnelen. Svelleleire ble ansett som årsaken til oppsprekningen (Lund, 2014). Det er her gjennomført numerisk analyse for denne delen av tunnelen for å evaluere stabiliteten.

Modellen er den samme som benyttet i analyse av hydraulisk splitting. Det er lagt inn en svakhetszone som vist i Figur 12-1. For å illustrere eventuell effekt av svelletrykk på installert sikring er det satt inn en last der sonen skjærer tunnelkonturen. Dette er en forenkling ettersom svelletrykket også vil virke i andre retninger. Svelletrykket settes til 0,2 MPa noe som klassifiseres som middels aktiv svelleleire (Nilsen & Broch, 2012).

Modellen er modellert både med og uten vanntrykk i tunnelen. Modell med vanntrykk vises alltid til venstre i figurene.



Figur 12-1: Modellen med svakhetszone. Det er modellert med vanntrykk i tunnelen (venstre) og uten vanntrykk i tunnelen (høyre).

## 12.1 INPUT-PARAMETERE

Materialeegenskapene for upåvirket berg og skadesonen samt spenningsforholdene, er de samme som diskutert i Kapittel 11. Siden det ikke foreligger noe målinger av materialet i svakhetssonen blir egenskapene estimert basert på eksisterende litteratur. For å estimere styrken til materialet i svakhetssonen, er det tatt utgangspunkt i at den har en forvittringsgrad IV fra Figur 3-9. Styrken reduseres med 75 %, slik at materialet i svakhetssonen får en styrke på 45 MPa. GSI-verdien settes til 25 noe som representerer oppkjust berg (Tabell 12-1).

Tabell 12-1: Input-parametere for svakhetssonen.

Parameter	Symbol	Svakhetszone	Kommentar
<b>Input RocLab</b>			
Styrke	$\sigma_{ci}$	45	Figur 3-9
GSI		25	Figur 4-2
Materialkonstant	$m_i$	25,5	RocLab
Forstyrrelsesfaktor	D	0	
<b>Resultat RocLab</b>			
Materialkonstant	mb	1,717	RocLab
Konstant	s	0,00024	RocLab
Konstant	a	0,531	RocLab

## 12.2 SIKRING

Siden tunnelen er relativt ny (drevet i 2012) er hele tunnelen dekket med sprøytebetong ned til 2-3 meter over sålen. I den aktuelle svakhetssonen ble det vurdert som nødvendig å sette inn ekstra sikring. Den nedre delen av veggene ble sprøytet med 10 cm fiberarmert sprøytebetong. I tillegg ble det boltet systematisk fra 1,5 meter over sålen med 20 mm, 4 meter lange fullt innstøpte kamstålsbolter med en bolteavstand på 2 meter. Nøkkeldata for installert sikring er gitt i Tabell 12-2 og Tabell 12-3.

Tabell 12-2: Nøkkeldata for boltene som er satt inn i modellen.

Bolter		Kommentar
Boltetype	Fullt innstøpte kamstålsbolter	
Lengde	4 meter	
Diameter	20 mm	
Avstand	2 meter	
Styrke	20 GPa	
Tensil styrke	0,15 MN	(Vik Ørsta, 2016a)
Res. tensil styrke	0,01 MN	

Tabell 12-3: Nøkkeldata for sprøytebetongen som er satt inn i modellen.

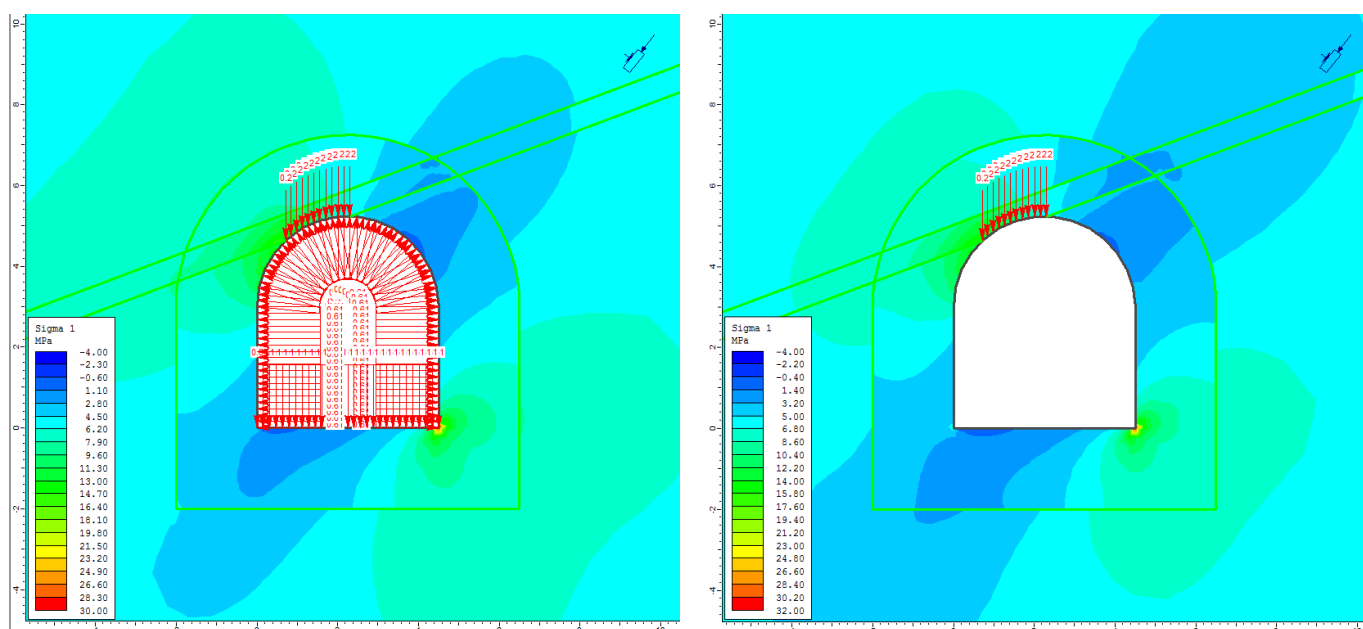
Sprøytebetong		Kommentar
Armering	Stålfiber	
Tykkelse	10 cm	
Materialtype	Plastisk	
E-modul	22 GPa	(Pedersen, Kompen & Kveen, 2010)
Poissons forhold	0,2	
Trykkfasthet	35 MPa	
Res. trykkfasthet	5 MPa	
Strekkfasthet	3,5 MPa	10 % av trykkfastheten (Pedersen, Kompen & Kveen, 2010)
Res. strekkfasthet	0 MPa	

## 12.3 RESULTAT

Det er først utført elastisk og plastisk analyse uten sikring. Deretter er det utført plastisk analyse med sikring. Elastisk analyse er benyttet for å visualisere spenningsfordelingen rundt tunnelen.

### 12.3.1 ELASTISK ANALYSE UTEN SIKRING

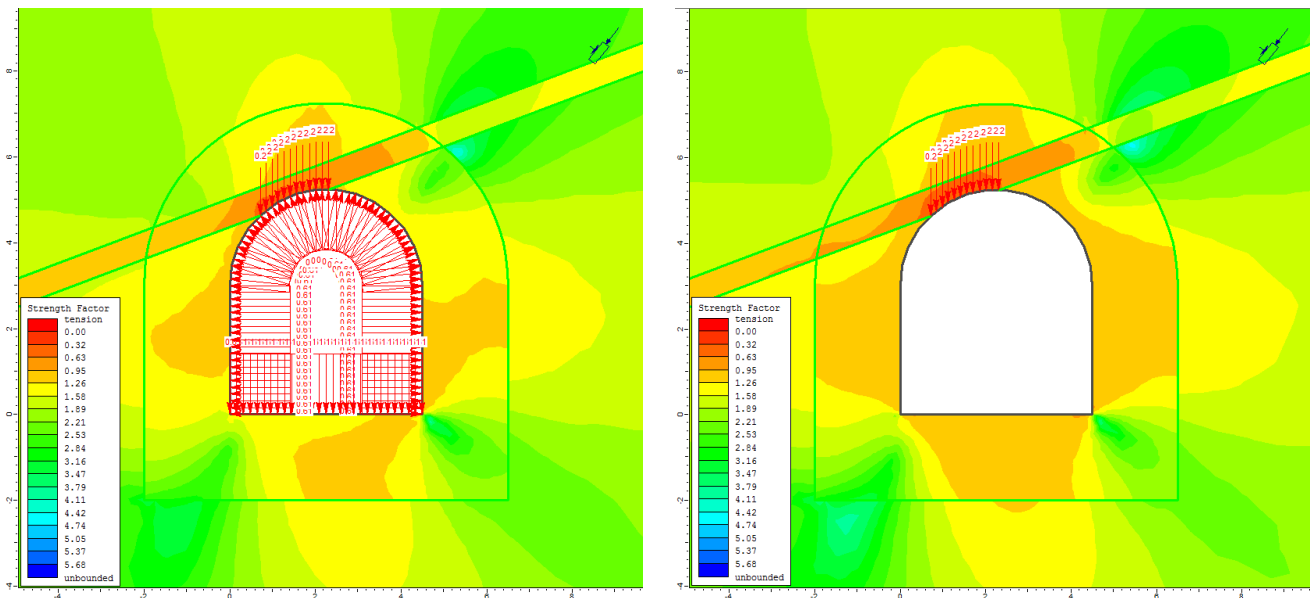
Figur 12-2 viser spenningsfordeling rundt tunnelen med og uten vanntrykk. I begge modellene er det spenningskonsentrasjon i venstre heng og nede i sålen på høyre side. Lavest er spenningene i høyre heng og i sålen på venstre side. I et lite området i sålen er spenningene negative.



Figur 12-2: Spenningsfordeling rundt tunnelen. Til venstre med vanntrykk og til høyre uten vanntrykk.

Figur 12-3 viser styrkefaktoren i bergmassen. Områder med verdi mindre enn 1 representerer områder der det har oppstått brudd i bergmassen. Rundt tunnelkonturen varierer verdien mellom

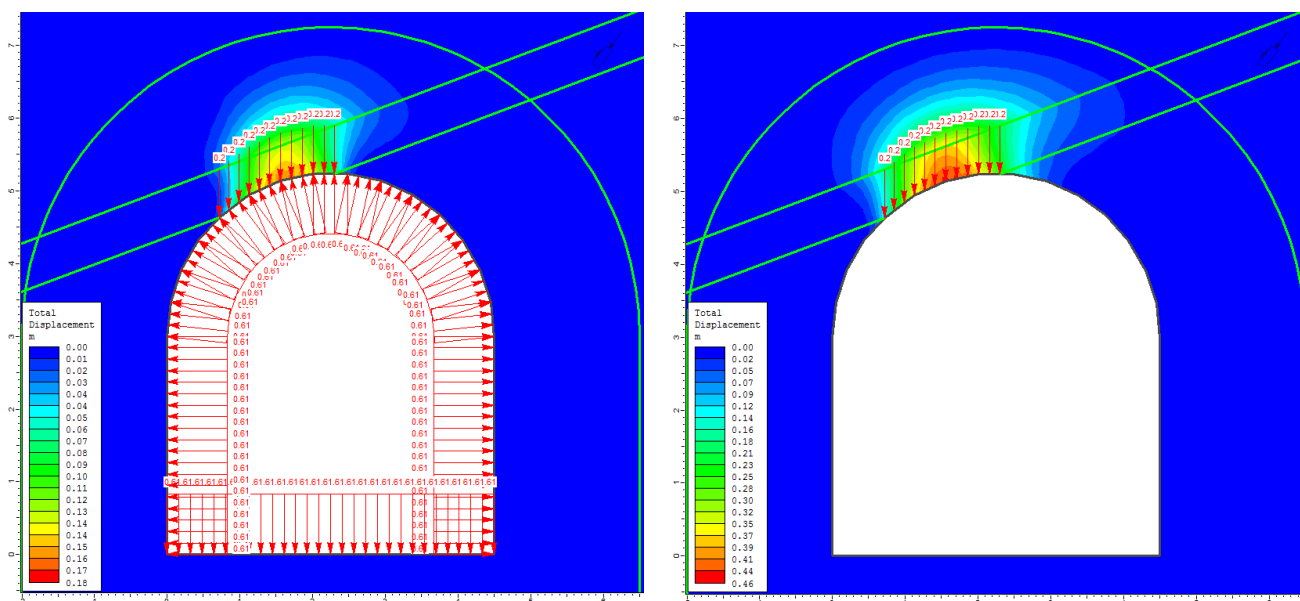
0,32 til 1,58. Generelt er verdiene noe lavere i snittet uten vanntrykk. Det tyder på at vanntrykket har en stabiliserende effekt på tunnelprofilen. Bergmassens styrkefaktor øker ved overgang til den upåvirkete sonen. Overgangen mellom skadesonen og upåvirket sone vil i virkeligheten skje mer gradvis enn det som fremkommer på modellene.



Figur 12-3: Styrkefaktor i bergmassen. Til venstre med vanntrykk og til høyre uten vanntrykk.

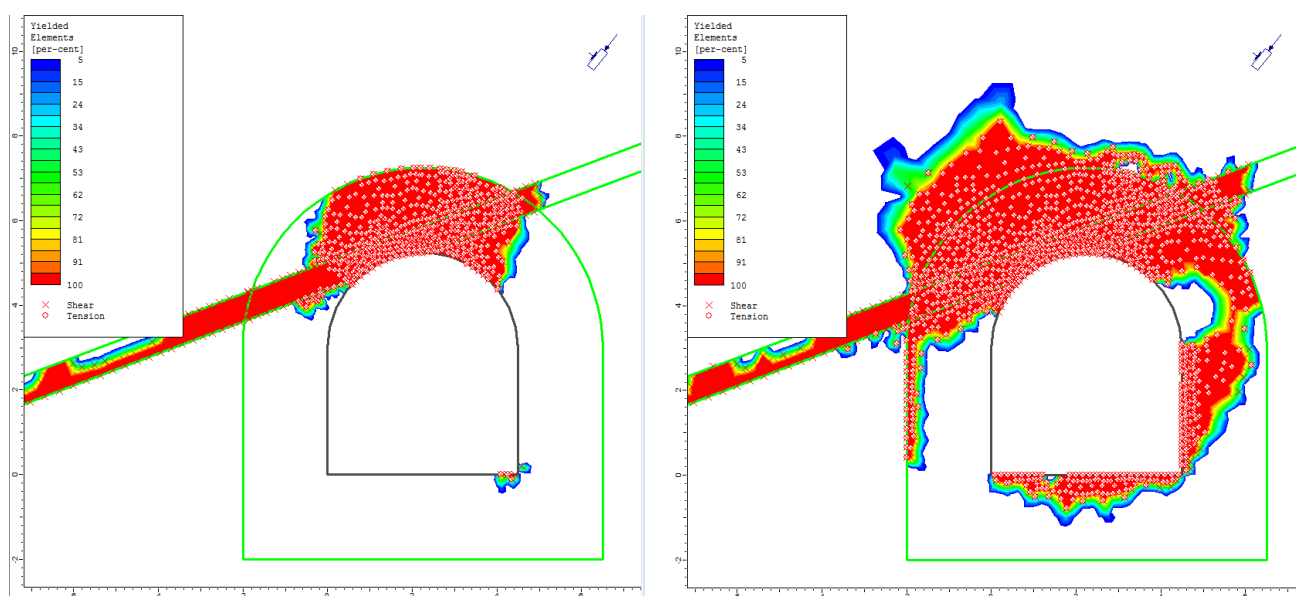
### 12.3.2 PLASTISK ANALYSE UTEN SIKRING

Figur 12-4 viser total deformasjon i området rundt tunnelen med og uten vanntrykk. I begge modellene er deformasjonen størst i hengen. Med vanntrykk er deformasjonen 0,17 meter og uten vanntrykk er den 0,39 meter. Modellen indikerer at materialet i svakhetssonen er utsatt for størst deformasjon. Merk at områder med blå farge også har betydelig deformasjon, opptil 0,02 meter.



Figur 12-4: Plastisk analyse av total deformasjon uten sikring. Merk at områder med blå farge også er utsatt for deformasjon, 0 til 0,02 meter.

Figur 12-5 viser bruddelementer i bergmassen. Verdiene for bruddelement er satt til 5-100 % for å gi et tydelig bilde av hvor brudd vil oppstå. I modellen med vanntrykk (til venstre) er bruddsonen begrenset til skade- og svakhetssonen. I denne modellen skjer brudd hovedsakelig i hengen, totalt 586 bruddelement. Uten vanntrykk går bruddsonen inn i intakt berg, i tillegg til at det skjer brudd i veggene og sålen i tunnelen. Antall bruddelement er 1055.



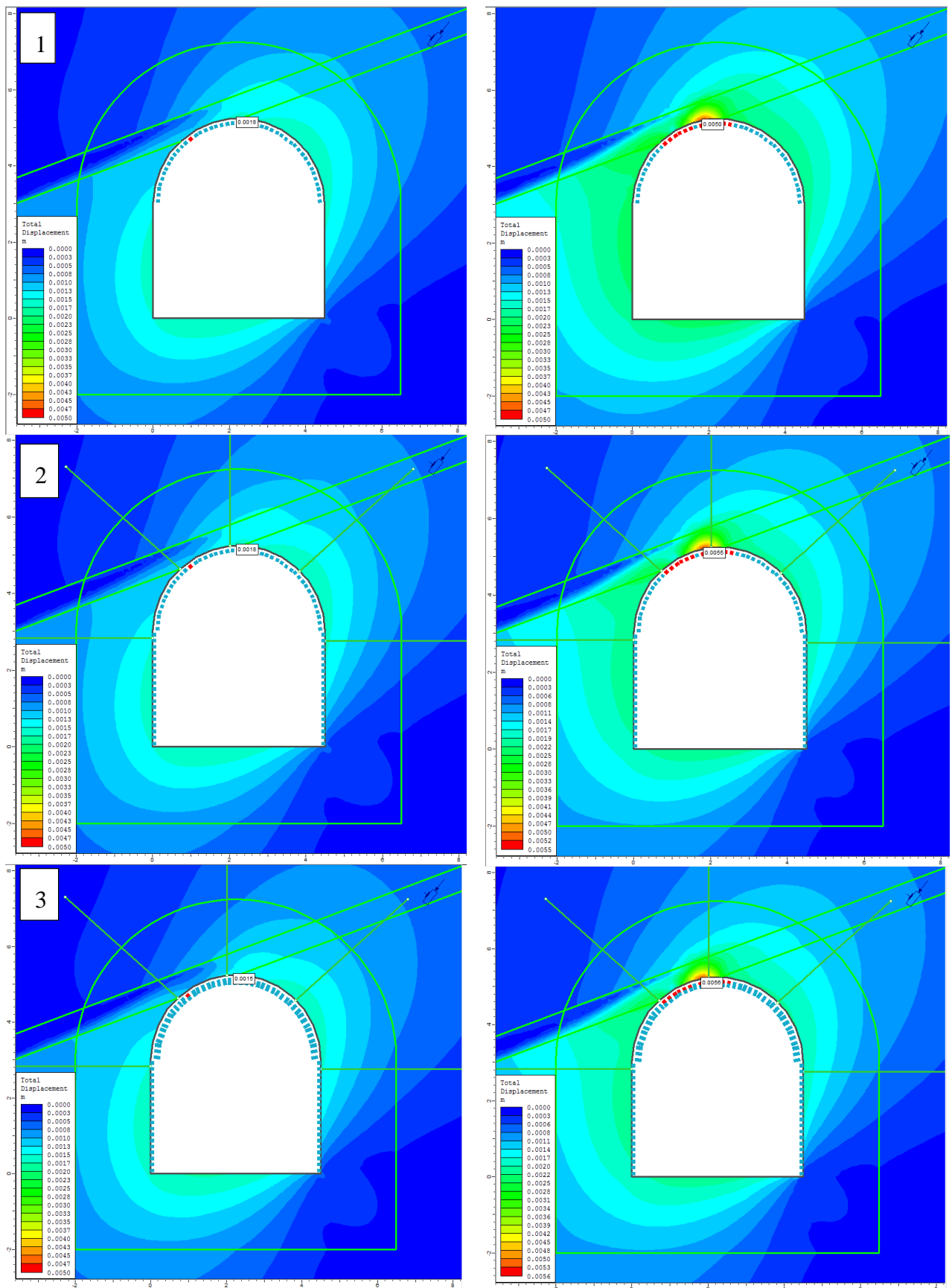
Figur 12-5: Bruddelementer i bergmassen. Vanntrykket i figuren til venstre er skjult av hensyn til lesbarhet. Figuren til høyre har ingen vanntrykk.

### 12.3.3 PLASTISK ANALYSE MED SIKRING

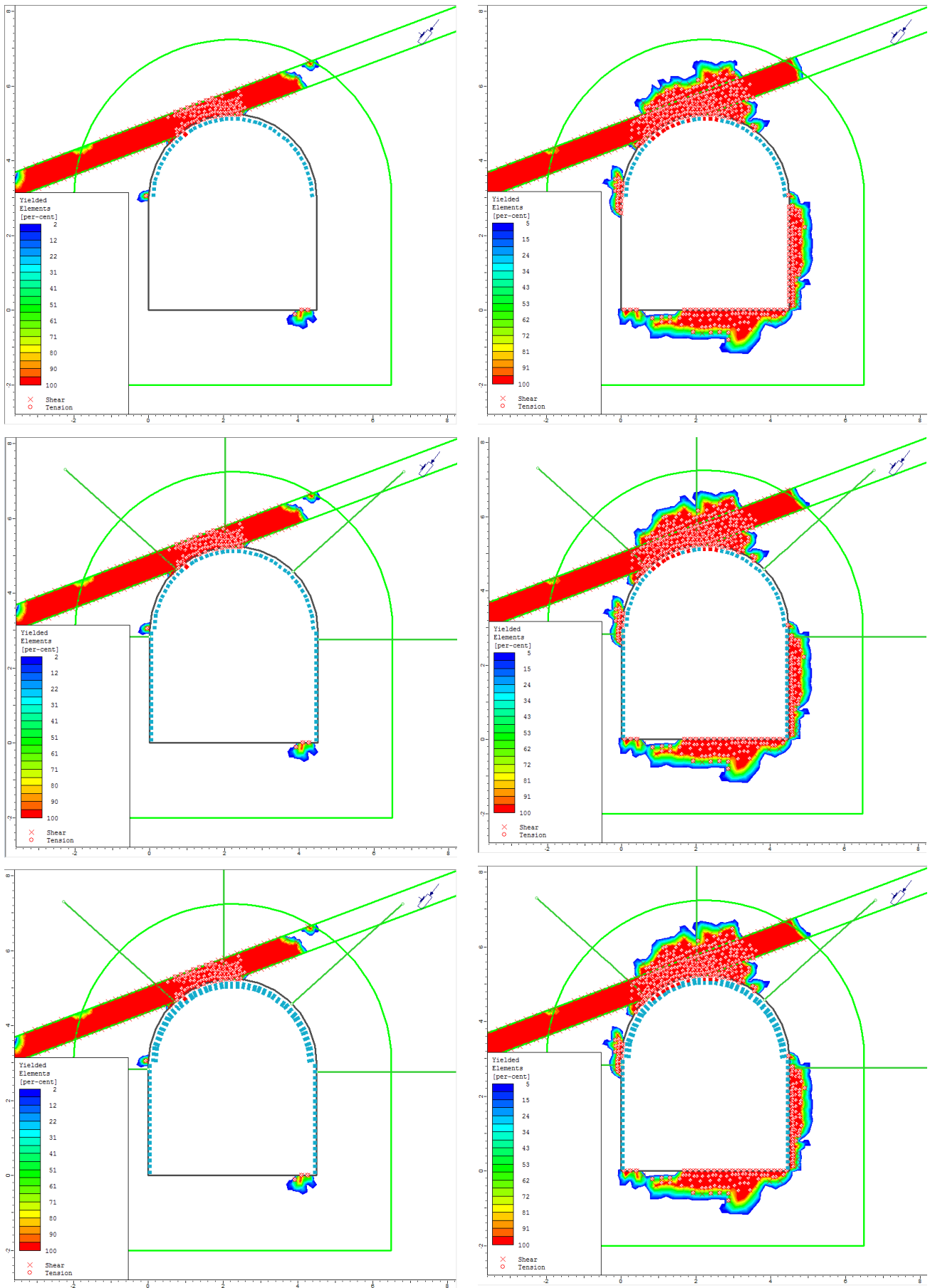
Modellen er delt inn i flere steg for å illustrere at sikring er installert i to omganger. I steg 1 installeres sprøytebetong ned til 3 meter over sålen. I steg 2 påføres sprøytebetong i de resterende meterne ned til sålen samt det installeres bolter. Et steg 3 er tatt med i modelleringen der det installeres ekstra lag med sprøytebetong, inntil det ytterste laget ikke går i brudd for å få et inntrykk av sikringsbehovet i sonen.

Figur 12-6 viser deformasjon i bergmassen etter hvert som sikring installeres i de tre stegene. I steg 1 reduseres deformasjonen betydelig sammenlignet med modellen uten sikring. Deformasjonen er her 0,0018 meter og 0,0050 meter for henholdsvis med og uten vanntrykk. I modellen med vanntrykk går et sprøytebetongelement i brudd i steg 1. I modellen uten vanntrykk skjer det samme med åtte element i det samme steget. Det er ingen betydelig forskjell i deformasjon mellom steg 1 og steg 2. Den ekstra sikringen som blir installert viser ingen tydelig effekt. I steg 3 er det satt inn et ekstra lag med sprøytebetong i hengen. Det har en liten reduserende effekt i deformasjonen i modellen med vanntrykk. Deformasjonen reduseres fra 0,0018 til 0,0015 meter.

Figur 12-7 viser bruddelement i bergmassen i de samme 3 stegene som er modellert i Figur 12-6. I steg 1 er antall bruddelement redusert betraktelig i forhold til modellen uten sikring. Redusert til 311 og 508 for henholdsvis modellen med og uten vanntrykk. I modellen med vanntrykk er bruddsonen begrenset til svakhetssonen, mens i modellen uten vanntrykk begrenses bruddsonen til skadesonen. Sikring installert utover det første laget med sprøytebetong synes å ikke ha noen stabiliserende virkning på antall bruddelement i bergmassen. Det ekstra laget med sprøytebetong som påføres i steg 3, går ikke i brudd i noen av modellene.



Figur 12-6: Deformasjon i bergmassen i 3 steg. Sprøytebetongelementer markert med rødt går i brudd. Vann- og poretrykk er skjult av hensyn til lesbarhet. Merk at skala for deformasjon er mindre enn i Figur 12-4 uten sikring.

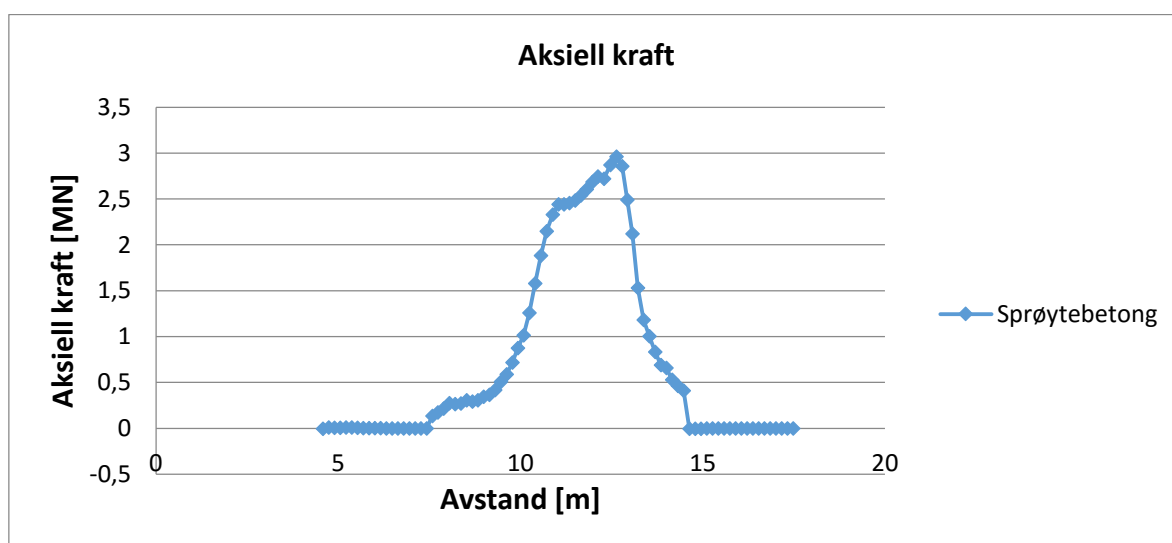


Figur 12-7: Bruddelement i bergmassen i 3 steg. Vann- og svelletrykk er skjult av hensyn til lesbarhet.



Basert på modelleringen er det kun bolten i toppen av hengen i modellen uten vanntrykk som tar opp last. Bruddgrensen til de installerte boltene er 0,15 MN og boltene som tar opp last utsettes for 0,03 MN.

Sprøytebetongen tar opp last i begge de modellerte tilfellene. Sprøytebetongelementene som har gått i brudd er plassert i hengen. Figur 12-8 viser hvor mye last sprøytebetongen i modellen uten vanntrykk tar opp. Fra grafen er det tydelig at sprøytebetongelementene i veggen ikke tar opp last. Tabell 12-4 oppsummerer antall bruddelement i bergmassen og i sikringen for de to modellerte tilfellene.



Tabell 12-4: Bruddelement i modellene.

	Modell med vanntrykk	Modell uten vanntrykk
<b>Bruddelement før sikring</b>	586	1055
<b>Bruddelement etter sikring (steg 1)</b>	311	509
<b>Brudd i sprøytebetong</b>	1	8
<b>Brudd i bolter</b>	0	0



## 13. DISKUSJON

### 13.1 GEOLOGI

Tunnelsystemet ved Holsbru kraftverk ligger i Jotundekket, et geologisk område bestående av prekambriske metamorfe bergarter. XRD-analysene som ble utført indikerer at bergartene i området er amfibolitt og kvartsdioritt. Bergarten som er klassifisert som kvartsdioritt i denne oppgaven tilsvarer trolig bergarten som tidligere er definert som granodioritt. Forklaring på avvikende klassifisering av bergarten er sannsynligvis at det ikke er gjennomført mineralogisk test av bergartene i området tidligere. Det må presiseres at det kun er gjennomført én XRD-analyse for hver bergart. For å få sikkerhet i type bergart som er analysert bør det gjennomføres flere XRD-analyser.

Feltkartleggingen viser at bergmassen er moderat oppsprukket. Det er kartlagt 2 sprekkesett som finnes igjen både i dagen og i tverrslaget, der vann er observert. Hovedsprekkesettet er orientert parallelt med den studerte seksjonen av tilløpstunnelen noe som er ugunstig i forhold til avløsning av blokker i tunnelens heng.

Basert på områdets topografi er det tolket en svakhetszone som faller omtrent  $22^\circ$  mot vest. Det antas at det er denne sonen som førte til problem under driving av tilløpstunnelen mellom tverrslag Rausdal og ventilkammeret. Svakhetssonens utgående ble ikke undersøkt under feltarbeidet og materialet i sonen er dermed ikke undersøkt.

#### 13.1.1 BERGMASSEKVALITET

Kvaliteten på bergmassen varierer avhengig av tilstedeværelse av åpne vannførende sprekker. Tilstedeværelse av vann i sprekkeene gir en mer konservativ klassifikasjon ved bruk av Q-systemet sammenlignet med bruk av RMR-systemet. På lokalitet 11 ble Q-verdien estimert til 0,88 (svært dårlig kvalitet) mens RMR-verdien ble estimert til 48 (grei kvalitet). Det kan stilles spørsmål til om Q-systemet undervurderer kvaliteten, eller om RMR-systemet overvurderer den.

Ved estimering av GSI fra Q-verdi skal kvotienten  $J_w/SRF$  settes lik 1 som representerer middels høye spenninger og tørre forhold. Denne forutsetningen gjør at Q-verdiene målt i dagen blir høyere enn estimert, da SRF opprinnelig er satt til 2,5 på grunn av lave spenninger i overflaten. Dette betyr at GSI-verdiene estimert fra Q-verdien muligens er for høye sammenlignet med reel

verdi i dagen. Q-verdiene kartlagt i tverrslaget kan gi et mer realistisk estimat, da bergmassen her er antatt å være utsatt for middels høye spenninger.

Det er forsøkt å estimere bergmassens styrke og deformasjonsmodulus basert på ulike empiriske formler. Resultatene av de ulike estimatene viser at det er store avvik mellom de ulike metodene ved estimering av bergmassens styrke. Resultatene varierer fra 19 til 90 MPa. For estimering av deformasjonsmodulus gir metodene et mer samsvarende resultat. Estimering ved bruk av Panthis formel (Formel 3.7) og fra RMR-systemet med  $RMR < 50$  (Formel 3.4), gir som forventet lavere estimat, ettersom de gjelder for svakere bergmasser. Det er i denne oppgaven valgt å ta utgangspunkt i de enkle metodene som kun tar hensyn til egenskapene til intakt berg. Det ble gjort for å unngå feilkilder med subjektiv klassifisering og konvertering mellom de ulike klassifiseringssystemene.

### 13.2 LABORATORIEUNDERSØKELSER

Det er gjennomført en rekke tester på de to bergartsprøvene som ble samlet inn under feltkartlegging. Prøvene er to steinblokker som ble funnet langs anleggsveien og inne i tverrslaget. Det er knyttet usikkerhet til om disse prøvene er representative for hele området som er kartlagt.

Testene er så langt det er mulig utført etter gjeldende standarder. Kvaliteten på resultatene vurderes som god. Bergartene er har generelt høy trykkfasthet. Amfibolitten har høyere styrke enn kvartsdioritten. I følge Myrvang (2001) er det en tendens til at deformasjonsmodulusen avtar med økende innhold av kvarts i bergarten. Resultatene fra utførte UCS-testene bekrefter denne tendensen ved at amfibolitten har nesten dobbelt så høy deformasjonsmodulus som kvartsdioritten. Videre viser resultatene at strekkstyrken i begge de to bergart prøvene er noe høyere enn 1/20 av trykkfastheten.

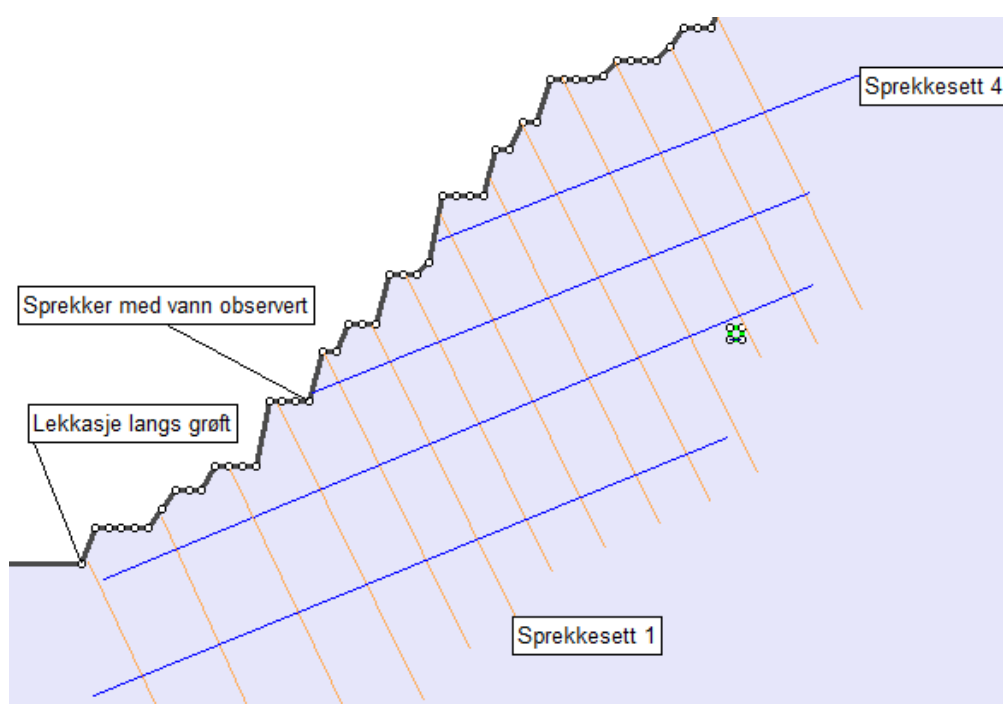
Porøsiteten i bergartene er som forventet lav: 0,78 for amfibolitt og 1,09 for kvartsdioritt. Forskjellen mellom de to prøvene kan trolig forklares med at amfibolitt er en metamorf bergart som har gjennomgått lav- til middelsgrad metamorfose basert på tilstedeværelsen av epidot og na-plagioklas (Nesse, 2009). Bergarten har blitt sammenpresset og varmet opp, og krystallisering av nye mineral har ført til reduksjon av porevolumet. Kvartsdioritten er på den andre siden en intrusjonsbergart som ikke har gjennomgått like høy grad av metamorfose.

Undersøkelsene for øvrig blir ikke diskutert videre her.

## 13.3 LEKKASJE

### 13.3.1 LEKKASJE GJENNOM SPREKKER

Under feltkartlegging ble det registrert rennende vann i sprekker som tilhører sprekkesett 1 og sprekkesett 4. I sprekkesett 4 har sprekken et leiraktig material og vannstrømningen skjer gjennom kanaler i dette materialet. I sprekkesett 1 er sprekke materialet noe grovere. Det antas at disse to sprekkesettene har størst betydning for lekkasjen fra anlegget. En skisse av situasjonen med sprekkesettene er vist i Figur 13-1. Det er markert inn de punktene det er observert vannfylte sprekker og lekkasje. Det er sannsynlig at vannet strømmer videre gjennom bergmassen og kommer ut i dagen utenfor det kartlagte området.



Figur 13-1: Skisse av dalsiden 160 meter fra tverrslag Rausdal mot ventilkammer. Sprekkesett 1 og 4 er tegnet inn. Grønn firkant indikerer tunnelens beliggenhet.

### 13.3.2 LEKKASJEESTIMERING

Tokheim og Janbus metode gir et høyere estimat av lekkasje langs tunnelen sammenlignet med Panthis metode. Denne verdien er i utgangspunktet usikker da hydraulisk konduktivitet er estimert basert på litteratur. Hydraulisk konduktivitet har svært stor innvirkning på resultatene. Dette kan en se ved å endre verdien for konduktivitet fra  $6 \cdot 10^{-6}$  til  $7 \cdot 10^{-6}$ . Dette fører til at estimert lekkasje øker med 120 l/s.

I Panthis metode benyttes parametere fra Q-systemet til estimering av lekkasje. Under kartlegging ved bruk av Q-systemet, tas det utgangspunkt i det sprekkesettet som er mest ugunstig ved vurdering av stabilitet. Ved benyttelse av Panthis metode, må kartleggingen ta

utgangspunkt i de mest ugunstige sprekke i forhold til lekkasje. Høy  $J_a$  verdi vil være ugunstig for stabilitet, men vil være gunstig for vannlekkasje. Det samme gjelder for  $J_r$  ettersom høy verdi er gunstig for stabilitet fordi sprekkeflatene har asperiter som griper inni hverandre og bidrar til økt stabilitet. Ved vurdering av lekkasjepotensial gir dette små rom mellom asperitene som vannet kan migrere gjennom. Under kartlegging av Q-parameterne må det altså potensielle vannførende sprekker vurderes for seg selv og verdier settes i henhold til hva som er gunstig/ugunstig for lekkasje.

Det ble ikke tatt hensyn til kartlegging i forhold til lekkasje under feltarbeidet. Det betyr at verdiene som er brukt, ikke er helt representative i forhold til det analysen skal vise.

### 13.3.3 REEL VS ESTIMERT LEKKASJE

Lekkasjen som er målt i felt er antatt å stamme fra delen av tilløpstunnelen mellom tverrslag Rausdal og krysset ved ventilkammer. Dette er en lengde på 336 meter. Lekkasjen ble målt til 22 l/s. Dette blir 1320 l/min og fordelt på 336 meter blir lekkasjen 3,9 l/min/m tunnel. Dette ansees som en betydelig lekkasje ifølge tabellen til Panthi og Basnet (2016)(Tabell 5-1).

Den målte lekkasjen på 22 l/s og representerer trolig bare en liten del av lekkasjen fra tunnelen. Det er sannsynlig at en del av vannet som lekker ut fra tunnelen transporteres en lengre avstand langs sprekkesettene i bergmassen, og kommer ut i dagen utenfor det kartlagte området. Denne delen av lekkasjen vil derfor ikke være en del av det som ble målt under kartlegging. Ut ifra den mengden som er observert i en liten del av området, er det derfor grunn til å anta at lekkasjen er av et mye større omfang. Estimater ved  $J_a$ -verdi mellom 2,5 og 8 i Panthis metode virker rimelig tatt i betraktning karakteristikken til materialet i sprekke. Det gir en estimert lekkasje på mellom 68-200 l/s fra tunnelen.

Vannføringen i v-overløpet ble målt til 18 l/s i 2013. Under feltkartlegging ble den målt til 22 l/s. Dette indikerer at lekkasjen har økt i omfang over en periode på to år. På den andre siden kan forskjellen skyldes ulik og/eller unøyaktig avlesing i v-overløpet.

Lekkasjen beregnet ut i fra senkning av magasin vannstanden er mellom 65-100 l/s. Hvorvidt vannet lekker ut fra selve magasinet, eller fra tunnelsystemet er ikke undersøkt i denne oppgaven. Basert på lekkasjeestimering som er utført, virker det sannsynlig at en stor del av lekkasjen går ut gjennom tilløpstunnelen fra Rausdal.

Dersom lekkasjen er større enn 68 l/s og all utlekkasje skjer mellom tverrslag Rausdal og ventilkammer, utgjør det en minimum spesifikk lekkasje på 11,6 l/min/meter tunnel. Lekkasjen plasseres da i kategori 5 i Tabell 5-1, noe som betyr ekstrem lekkasje. Kommentaren til denne

---

kategorien er at det er komplett svikt i design, og det må vurderes installasjon av foring i tunnelen (Panthi & Basnet, 2016).

#### 13.4 TILTAK MOT VANNLEKKASJE

Det er i dag ikke økonomisk lønnsomt å konstruere trykksjakter og -tunneler helt vanntette. Mindre lekkasjer tolereres derfor til en viss grad. Dersom det oppstår større lekkasjer har det flere negative konsekvenser, blant disse kan nevnes tap i kraftproduksjon, høye vedlikehold- og reparasjonskostnader, erosjon i dalsiden og ustabilitet i tunnelen samt estetiske problemer. I det studerte tilfellet representerer vannlekkasjen også et problem for tredjepart da det ofte oppstår iskjøving i vegen som er åpen for allmennheten.

Da forfatteren ikke har gjennomført inspeksjon og kartlegging i selve tunnelen, er det vanskelig å legge frem en konkret plan for tiltak. Basert på observasjoner og vurderinger skisseres det her forhold som må tas hensyn til.

Basert på de vurderinger og undersøkelser som er utført i denne oppgaven, sammen med rapporter fra driving, foreslås det å fokusere på området mellom pel 100 meter og 200 meter regnet fra tverrslag Rausdal, ved planlegging av tiltak. Det antas av svakhetssonen skjærer tunnelen mellom pel 150-160 meter. Sannsynligvis er denne hovedkilden til lekkasjen. I følge Holmøy (2008) vil størst lekkasje være knyttet til oppsprekking i bergmassen 5 til 20 meter fra svakhetssonens kjerne.

Det er hovedsakelig sett på etterinjeksjon som tettingstiltak. Uavhengig av hvilke tiltak som iverksettes, må tap av produksjon som følge av vannlekkasje sees i forhold til kostnadene for tiltaket.

Prognosene for å få tunnelen helt tett ved etterinjeksjon er betraktelig mindre enn om injeksjonen var blitt utført under driving av tunnelen som forinjeksjon. Problemet er knyttet til at lekkasjen vil flytte på seg etter hvert som sprekker injiseres og tettes. I bergmassen i området er det observert både åpne og lukkede sprekker. Sprekkfyller i de åpne sprekke er leiraktig eller hardt. I enkelte av sprekke er det antydning til kanaldannelse. Bergmassen i området er klassifisert til å være middels lett å injisere. Det er åpenbart at de vannførende sprekke er åpne helt ut i dagen. Det gir store utfordringer ved utføring av etterinjeksjon ettersom injeksjonsmassen vil følge de åpne sprekke, og pumpes ut i dagen. Dette kan løses ved å injisere polyuretan i injeksjonshullene for å skape en barriere mot dagen. Det vil uansett stilles store krav til utførelse av injeksjonsarbeidet.

I forkant av tiltak må det gjennomføres en grundig inspeksjon av tunnelen for å kartlegge åpne sprekker og eventuell lekkasje inn i tunnelen. Det bør gjennomføres tester ved å stenge inntaksluken og registrere vanntap fra tunnelen, for å finne ut om lekkasjen stammer fra tunnelsystemet eller fra selve magasinet. Resten av tunnelsystemet, utover det om er undersøkt i denne oppgaven, må også undersøkes grundig for å vurdere om vannet kan lekke ut.

Andre typer tiltak kan være stålforing, betongstøp eller sprøytebetong med membran. Uansett type tiltak som velges, må foringen legges rundt hele tunnelens profil.

Det er ikke utført beregning av kostnader for eventuell etterinjeksjon i denne oppgaven. Grunnen til det er at det er knyttet store usikkerheter til mengde injeksjonsmasse og lengde som må injiseres, avhengig om injeksjonsmassen vil trenge ut i dagen eller ikke. Ved utførelse av tetteltak må også tap av kostnader ved produksjonsstopp tas med i beregningen i tillegg til kostnader for utbedring av sikring i forkant av injeksjonsarbeidet.

### 13.5 HYDRAULISK SPLITTING

Analyse av potensial for hydraulisk splitting er utført ved analytiske og numeriske metoder. De analytiske metodene tar kun hensyn til vanntrykket og gravitasjonsspenning i form av overdekning.

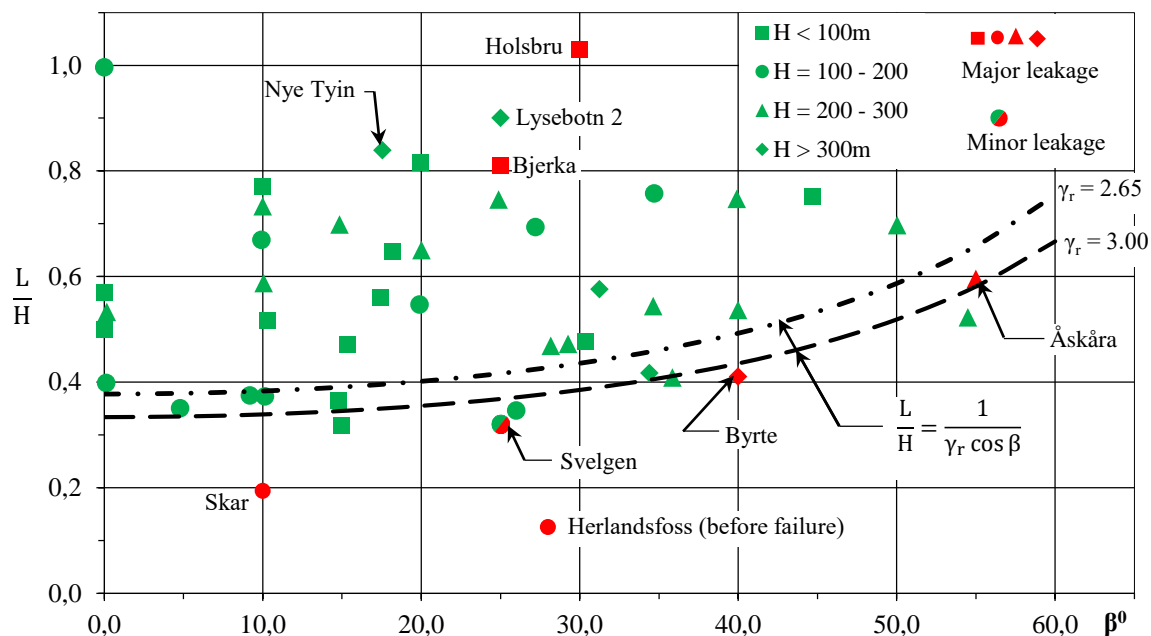
Resultatene fra analytiske metoder viser at for de undersøkte tverrsnittene av tunnelen, er det kun i snitt nummer 4 hydraulisk splitting oppstår. Sikkerhetsfaktoren varierer imidlertid avhengig av hvilken metode som benyttes. Lavest er den for metoden der overdekning skal være større enn vanntrykkshøyden. Denne enkle metoden fremstår som den mest konservative av de metodene som er analysert. Sikkerhetsfaktor for de ulike metodene er oppsummert i Tabell 13-1.

Tabell 13-1: Oppsummering av sikkerhetsfaktor for hydraulisk splitting i de fire undersøkte snittene kalkulert med analytiske metoder. Røde tall er sikkerhetsfaktor lavere enn anbefalt av Benson (1989).

Metode	Sikkerhetsfaktor			
	Snitt 1	Snitt 2	Snitt 3	Snitt 4
<b>Overdekning større enn vanntrykkshøyde</b>	1,4	1,5	1,3	0,7
<b>Enkel metode</b>	2,3	2,6	2,2	1,2
<b>Minste hovedspenning</b>	4,1	7,8	7,0	5,8
<b>k = 0,5</b>	2,1	3,9	3,5	2,9
<b>Tommelfingerregel 1</b>	3,7	4,1	3,5	2,0
<b>Tommelfingerregel 2</b>	2,4	2,7	2,4	1,6



Ved å plote dataene som er funnet for tilløpstunnelen i skjema etter Broch (oppdatert av Panthi og Basnet (2016)) plottes tilløpstunnelen ved Holsbru kraftverk over linjen definert av tommelfingerreglene (Figur 13-2). I utgangspunktet betyr plotting over linjen at det ikke skal oppstå lekkasje. Ved Bjerka kraftverk, som også plottes over linjen, oppstod lekkasjen som følge av åpne, steile slepper. Basert på de analytiske metodene virker det som lekkasjen ikke er knyttet til hydraulisk splitting, men heller relatert til åpne eksisterende sprekker i bergmassen.



Figur 13-2:  $L/H$ -ratio for uforete trykksjakter og -tunneler plottet mot dalsidens helling Oppdatert etter Panthi og Basnet (2016).

De analytiske metodene neglisjerer omslutningstrykk i bergmassen på grunn av topografiske og tektoniske spenninger. For å få et mer nøyaktig estimat av spenningsforholdene ble det i denne studien utført numeriske analyser.

I Tabell 13-2 er in-situ spenningene funnet fra de topografiske modellene oppsummert. I alle tilfeller tilfredsstillende spenningsforholdene kravet til hydraulisk splitting ved at minste hovedspenning er større enn vanntrykket. Sikkerhetsfaktoren varierer fra 2,7 til 3,3.

Tabell 13-2: In-situ spenningene i de modellerte snittene. Sikkerhetsfaktor mot hydraulisk splitting er beregnet for hvert snitt.

	$\sigma_1$ [MPa]	$\sigma_3$ [MPa]	$\sigma_z$ [MPa]	Vinkel mellom $\sigma_1$ og horisontal [°]	Vanntrykk $p_w$ [MPa]	Sikkerhetsfaktor $\sigma_3/p_w$
<b>Snitt 1</b>	6,90	1,71	6,50	50	0,62	2,8
<b>Snitt 2</b>	5,89	1,94	6,28	52	0,61	3,3
<b>Snitt 3</b>	5,63	1,99	6,47	59	0,60	3,3
<b>Snitt 4</b>	5,15	1,49	7,08	38	0,55	2,7

Ved å studere tverrsnitt av tunnelen, blir det tydelig hvor stor påvirkning åpning av et bergrom har på spenningsfordelingen. I alle de undersøkte snittene er minste hovedspenning mindre enn vanntrykket langs deler av konturen. Det betyr at mindre sprekker kan åpnes og danne forbindelse til større vannførende sprekkesett. Som nevnt tidligere er det funnet to sprekkesett som er vannførende.

Dersom bergmassen ikke hadde vært oppsprukket, ville ikke spenningsforholdene funnet i disse analysene hatt noe betydning for lekkasje, da utstrekningen på eventuell sprekkdannelse vil begrense seg til omtrent 50 cm fra tunnelkonturen. I områdene der bergmassen har gått i brudd i hengen, kan det forventes mindre blokknedfall.

For at det skal skje en hydraulisk splitting i intakt berg, må vanntrykket overgå bergets tensile styrke. Vanntrykket i tunnelen er maksimalt 0,62 MPa. Dette er mye lavere enn den målte tensile styrken til intakt berg som er på gjennomsnittlig 9,3 MPa i kvartsdioritten. Laveste målte verdi er 6,34 MPa, noe som fortsatt er mer enn 100 ganger høyere enn vanntrykket.

Dersom hydraulisk splitting har forekommet i tilløpstunnelen, må det ha skjedd ved utvidelse av eksisterende sprekker der den tensile styrken er lik null. Dersom normalspenningen over sprekkeene blir mindre enn vanntrykket, vil sprekkeene åpnes. Det betyr at mindre eksisterende sprekker kan ha åpnet seg slik at det ble dannet forbindelser til større vannførende sprekker.

Analysene viser at tunnelen tilfredsstillende kravene mot hydraulisk splitting, med unntak av omtrent 50 cm utenfor tunnelkonturen. Det betyr at lekkasjen ikke skyldes høyt vanntrykk i tunnelen, men et knyttet til sprekkenes orientering og karakteristikk. Dette er i overensstemmelse med resultatene fra de analytiske metodene.

### 13.6 STABILITET I TUNNELEN

Det er utført en stabilitetsanalyse av området som det under befaring utført i 2014 ble registrert oppsprekking i sprøytebetongen. Rasutvikling i vanntunneler kan skje gradvis over flere år med

---

mindre nedfall, eller plutselige ras med blokkering av vannveien. Ras kan skje i usikrede soner, men oftest oppstår de i soner som er sikret, men sikringen er overbelastet eller underdimensjonert.

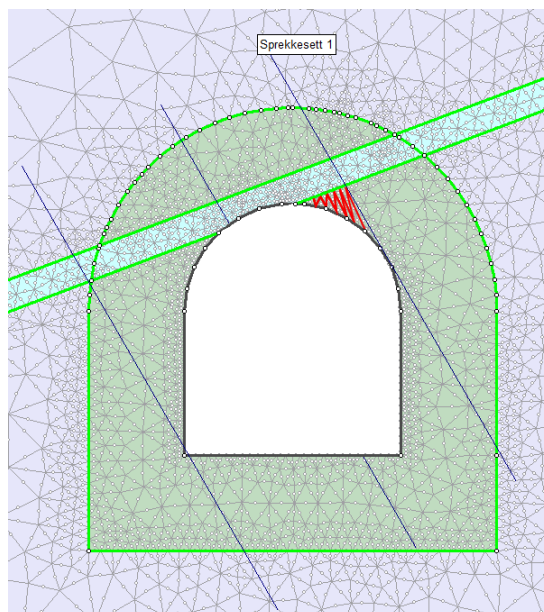
I analysene er det tatt utgangspunkt i at leirmaterialet i svakhetssonen er svellende og utøver et svelletrykk på 0,2 MPa på bergsikringen.

Stabilitetsanalysen viser at deler av sprøytebetongen i hengen går i brudd. Dette stemmer bra overens med observert oppsprekking av sprøytebetongen i hengen. Ifølge analysene har boltene og sprøytebetongen som ble satt inn i etterkant (steg 2) ingen effekt på bruddutvikling i bergmassen. Ingen av boltene blir belastet opp mot bruddevnen. Modellering av et ekstra lag sprøytebetong i hengen viser at tunnelen da skal være stabil med de input-parameterne som er benyttet i modellen. Om dette er tilstrekkelig i realiteten er avhengig av egenskapene til sleppematerialet.

Situasjonen uten vanntrykk er tatt med for å få en indikasjon på hvordan forholdene er når tunnelen tømmes for vann. Modelleringen viser at vanntrykket bidrar til å opprettholde en form for stabilitet langs tunnelen. Uten vanntrykket viser modellene at større deler av bergmassen går i brudd. Dette er en faktor som må tas hensyn til ved utføring av tiltak mot vannlekkasje med eksempelvis etterinjeksjon i tunnelen. Tunnelen vil da stå uten vanntrykk over en periode, og deformasjon i bergmassen kan oppstå. Det er derfor viktig å installere ekstra sikring i tunnelen før injeksjon utføres, både med tanke på en vellykket injeksjon og for sikkerheten under arbeidet.

For å bekrefte eller avkrefte om materialet i svakhetssonen er svellende må det gjennomføres tester av materialet. Det bør også samles materiale fra andre mindre slepper langs tunnelen. Dersom sleppematerialet er svellende, bør bergsikring med armert sprøytebetongbuer installeres for å kunne motstå videre svelletrykk. Dersom materialet ikke er svellende, viser gjennomførte analyser at tunnelen vil være stabil med et ekstra lag med sprøytebetong.

I modellene er det ikke tatt hensyn til sprekkesettene i bergmassen. Det observerte hovedsprekkesettet er orientert tilnærmet parallelt med tunnelen noe som er svært ugunstig med hensyn til stabilitet. Det er en mulighet for at blokker kan avløses og falle ned (Figur 13-3). Boltene bør settes slik at de henger opp eventuelle avløste blokker.



Figur 13-3: Rød skravering indikerer mulig avløst blokk.

### 13.7 NUMERISK ANALYSE

Numeriske analyser er benyttet i denne oppgaven for å undersøke muligheten for hydraulisk splitting langs tilløpstunnelen samt undersøke stabilitetsforhold. Spenningsforholdene som er benyttet i de numeriske analysene har stor innvirkning på resultatene. Det er derfor viktig å være oppmerksom på begrensningene knyttet til numeriske modeller. For å oppnå et pålitelig analyseresultat er kvaliteten på input-parameterne avgjørende.

For å estimere in-situ spenningsforholdene er det tatt utgangspunkt i 3D-bergspenningsmålinger utført i adkomsttunnelen til Tyin kraftverk. Videre ble disse redusert på grunn av lavere overdekning og antatt spenningsavlastning i bergmassivet ved formler presentert i Stephansson (1993). Tilstedeværelse av forkastninger og svakhetssoner med strøk parallelt med og fall ut mot dalsiden, kan ha stor innvirkning på de lokale spenningsforholdene. Det er derfor knyttet usikkerhet til om in-situ spenningene som er benyttet i analysene er representative.

Deformasjons- og styrkeegenskapene til bergarten er funnet gjennom laboratorieundersøkelser. Siden bergmassens deformasjons- og styrkeegenskaper er betraktelig mindre enn for intakte bergarter, ble verdiene redusert ved hjelp av empiriske metoder. Den store variasjonen i resultatene viser at det er utfordrende å skaffe et pålitelig estimat for bergmassens egenskaper. I denne oppgaven ble det valgt å estimere bergmassens egenskaper basert på reduksjon av

egenskapene til intakt berg. Det var for å unngå feilkilder ved bruk av parametere som avhenger av subjektiv klassifisering.

Som material i modellene er det valgt å ta gjennomsnittet av de to kartlagte bergartstypene. Grunnen til dette er at størstedelen av bergmassen trolig består av amfibolitt, med intrusjoner av kvartsdioritt. Ved å ta gjennomsnittsverdiene, blir resultatene noe mer konservative, foran å kun benytte amfibolittens verdier noe som vil kunne gi for optimistiske resultat.

Spenningsfeltet som fremkommer ved modellering av dalsidene stemmer godt overens med den typiske modellen for dalsidespenninger, der største hovedspenning er orientert parallelt med overflaten og minste hovedspenning er orientert vinkelrett på denne. Spenningsanisotropien er størst i overflaten ned mot bunnen og avtar innover og oppover i dalsiden.



## 14. KONKLUSJON

Konklusjonen gitt i dette kapittelet er basert på de analysene som er gjennomført i arbeidet med denne masteroppgaven. Resultatene har som nevnt usikkerheter knyttet til estimering av spenninger og andre input-parametere som er benyttet i analysene.

- Lekkasjeestimering viser at lekkasjen trolig er større enn den som er observert i dagen. Lekkasjeestimering basert på Panthis metode tyder på lekkasjer mellom 68-200 liter per sekund fra tilløpstunnelen mellom tverrslag Rausdal og ventilkammeret.
- De analytiske metodene viser en sikkerhetsfaktor over 1,3 mot hydraulisk splitting. Unntaket er ved snitt nummer 4, der to enkle betraktningene viser sikkerhetsfaktor på 0,7 og 1,24.
- Numerisk analyse av minste hovedspenning langs tilløpstunnelen viser at vanntrykket i tunnelen ikke overgår minste hovedspenning og at hydraulisk splitting dermed ikke har skjedd.
- Numeriske analyser av snitt vinkelrett på tilløpstunnelen viser imidlertid at i deler av tunnelkonturen er minste hovedspenning mindre enn vanntrykket. I disse områdene antas det at det skjer hydraulisk splitting av eksisterende sprekker og at disse skaper forbindelser til større vannførende sprekker.
- Kartlegging i området viser at det finnes åpne vannførende sprekker i bergmassen. Bergmassen for øvrig er klassifisert som middels god kvalitet.
- Resultatene av de gjennomførte analysene sammen med feltkartlegging, tyder på at lekkasjen hovedsakelig er relatert til eksisterende åpne sprekker, ikke til hydraulisk splitting av bergmassens om følge av vanntrykket i tilløpstunnelen.
- Stabilitetsanalysen utført med svelletrykk på 2 MPa gjenspeiler forholdene funnet i tilløpstunnelen med oppsprekking av sprøytebetongen i hengen. Analysen viser at tunnelen vil være stabil ved å påføre et ekstra lag med sprøytebetong i hengen.
- Ved utføring av etterinjeksjon som tiltak mot lekkasjen, bør minimum sonen mellom pel 100-200 meter injiseres. Prognosen for å få en tett bergmasse ved etterinjeksjon vurderes imidlertid som svært usikkert, grunnet åpne sprekker som går ut i dagen.

Lekkasjen ville vært vanskelig å forutse i forkant av driving av tilløpstunnelen. Analytiske og numeriske metoder ville ha vist god sikkerhet mot hydraulisk splitting, men analysene tar ikke hensyn til muligheten for lekkasje gjennom eksisterende sprekker. For å sikre seg mot denne

typen lekkasjer burde anlegget vært plassert dypere i fjellet, eventuelt burde det vært gjennomført forinjeksjon under driving for å redusere permeabiliteten i bergmassen.



## 15. VIDERE ARBEID

For å gjennomføre et vellykket tiltak mot vannlekkasjen er det nødvendig at følgende forhold blir undersøkt:

- I forkant av tiltak må det gjennomføres en grundig inspeksjon av hele tunnelsystemet for å kartlegge åpne sprekker og eventuell lekkasje inn i tunnelen.
- Det bør gjennomføres tester ved å stenge inntaksluke fra magasin og registrere senkning av vannspeilet i tilløpstunnelen for å avgjøre om hoveddelen av lekkasjen skjer fra magasinet eller fra tunnelsystemet.
- Materialet i sleppene må testes og sikringsmetode må baseres på resultatet.
- Det må utarbeides en helhetlig plan for injeksjon og sikring.



---

## Litteratur

- ALEJANO, L.R. , GONZÁLEZ, J. & MURALHA, J. (2012). Comparison of Different Techniques of Tilt Testing and Basic Friction Angle Variability Assessment. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45 (6) s. 1023-1035.
- AMADEI, B. & STEPHANSSON, O. (1997). *Rock Stress and Its Measurement*. London: Springer Science & Business Media. 490 s.
- BARTON, N., LIEN, R. & LUNDE, J. (1974). Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. *Rock Mechanics*, 6 (4) s. 189-236.
- BARTON, N., LØSET, F., LIEN, R. & LUNDE, J. (1980). *Application of Q-System in Design Decisions Concerning Dimensions and Appropriate Support for Underground Installations*. ISRM International Symposium-Rockstore 80, Stockholm, s. 553-561: International Society for Rock Mechanics.
- BARTON, N. (1995). *The Influence of Joint Properties in Modelling Jointed Rock Masses*. 8th ISRM Congress, Tokyo, s. 1023-1032: International Society for Rock Mechanics.
- BARTON, N. (2002). Some new Q-value Correlations to Assist in Site Characterisation and Tunnel Design. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39 (2) s. 185-216.
- BENSON, R.P. (1989). Design of Unlined and Lined Pressure Tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 4 (2) s. 155-170.
- BERGH-CHRISTENSEN, J. (1974). *Brudd i uforet trykktunnel ved Åskora kraftverk*. Fjellsprengningsteknikk - Bergmekanikk 1974, Oslo, s. 15.1-15.8: Tapir.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1978). Determining Rock Mass Deformability: Experience from Case Histories. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15 (5) s. 237-247.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications*. New York: John Wiley & Sons. 251 s.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1993). Classification of Rock Masses for Engineering: The RMR System and Future Trends. i: Hudson, J.A. (red.) b. 3 *Comprehensive Rock Engineering-Principles, Practice & Projects. Rock testing and site characterization*, s. 553-573. Oxford: Pergamon Press.
- BJØRLYKKE, A. & SELMER-OLSEN, R. (1972). Nødvendig overdekning i dalsider ved fjellrom med høyt innvendig vann- eller lufttrykk. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige forskningsråd.
- BROCH, E. (1982). *The Development of Unlined Pressure Shafts and Tunnels in Norway*. Rock Mechanics: Caverns and Pressure Shafts: ISRM Symposium, Aachen, s. 545-554: International Society for Rock Mechanics.
- BROCH, E. (1984). Unlined High Pressure Tunnels in Areas of Complex Topography. *International Water Power and Dam Construction*, 36 (11) s. 21-23.
- BROCH, E. (2013). Underground Hydropower Projects - Lessons Learned in Home Country and from Projects Abroad. i: b. 22 *Norwegian Hydropower Tunnelling II*, s. 11-19. Trondheim: Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.
- BROCH, E. (2016). Planning and utilisation of rock caverns and tunnels in Norway. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 55s. 329-338.

- BRÅTVEIT, K., BRULAND, A. & BREVIK, O. (2016). Rock Falls in Selected Norwegian Hydropower Tunnels Subjected to Hydropeaking. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 52 s. 202-207.
- BUEN, B., GUSTAVSEN, T. & PALMSTRØM, A. (1979). *Erfaringer fra oppfylling av uforete trykksjakter og -tunneler med inntil 590 m trykk*. Fjellsprenningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 1979, Oslo, s. 27A.1-27A.11: Tapir.
- CAI, M., KAISER, P.K., TASAKA, Y. & MINAMI, M. (2007). Determination of Residual Strength Parameters of Jointed Rock Masses using the GSI System. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44 (2) s. 247-265.
- CARLSSON, A. & OLSSON, T. (1977). *Variations of Hydraulic Conductivity in some Swedish Rock Types*. Proceeding 1st International Symposium Rockstore, Stockholm, s. 301-307. Oxford: Pergamon Press.
- CORNET, F.H. (1993). Stresses in Rock and Rock Masses. i: Hudson, J.A. (red.) b. 3 *Comprehensive Rock Engineering- Principles, Practice & Projects. Rock testing and site characterization*, s. 297-327. Oxford: Pergamon Press.
- COUTINHO, J.M.V, KRÄUTNER, H.G., SASSI, F.P., SCHMID, R. & S., SEN. (2007). *A Systematic Nomenclature for Metamorphic Rocks: 8. Amphibolite and Granulite*. Recommendations by the IUGS Subcommittee on the Systematics of Metamorphic Rocks: Web version 01.02.07. Tilgjengelig fra: [https://www.bgs.ac.uk/scmr/docs/papers/paper\\_8.pdf](https://www.bgs.ac.uk/scmr/docs/papers/paper_8.pdf) (Hentet 15.03.2016).
- DAGESTAD, A., HANSEN, L. & BRAATHEN, A. (2003). *Hydrauliske egenskaper i løsmasser og fjell sett i sammenheng med EU-direktivet for deponering av avfall*. Trondheim: Norges geologiske undersøkelse.
- DIEDERICHS, M.S. (2014). *When does Brittle Failure Become Violent? Spalling and Rockburst Characterization for Deep Tunneling Projects*. Proceedings of the World Tunnel Congress 2014, Iguazu, Brazil, s. 1-10.
- EDVARDSSON, S. & BROCH, E. (2002). *Underground Powerhouses and High Pressure Tunnels*. Hydropower Development 14: Norwegian University of Science and Technology. Department of Hydraulic and Environmental Engineering.
- EMDAL, A. (2013). *Introduksjon til geoteknikk*. Trondheim: Tapir akademisk forlag, Kompendieforlaget.
- FOSSEN, H. (2005). *Bergarter: typer og klassifisering (e-læringsmodul)*: Bergen Museum, Universitetet i Bergen. Tilgjengelig fra: <http://folk.uib.no/nglhe/Emodules/BERGARTSMODUL.swf> (Hentet 02.02.2016).
- FREEZE, R.A. & CHERRY, J.A. (1979). *Groundwater*. New Jersey, USA: Prentice-Hall. 694 s.
- GRIMSTAD, E. & BARTON, N. (1993). *Updating the Q-system for NMT*. International Symposium on Sprayed Concrete, Fagernes. 46-66 s.
- GUSTAFSON, G. (2012). *Hydrogeology for Rock Engineers*. Stockholm: BeFo. 171 s.
- HALVORSEN, A. (2011). Notat: Permanent sikring Holsbru Kraftverk: Multiconsult.
- HJUKSE, T. (2016). *E-post utveksling om lekkasje fra magasin*.
- HOEK, E. & BROWN, E.T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. London: Institution of Mining and Metallurgy 527 s.
- HOEK, E. (1994). Strength of Rock and Rock Masses. *ISRM news journal*, 2 (2) s. 4-16.

- HOEK, E. & BROWN, E.T. (1997). Practical Estimates of Rock Mass Strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34 (8) s. 1165-1186.
- HOEK, E., KAISER, P.K. & BAWDEN, W.F. (2000). *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. Rotterdam: Balkema. 228 s.
- HOEK, E., CARRANZA-TORRES, C. & CORKUM, B. (2002). *Hoek-Brown Failure Criterion-2002 edition*. Proceedings of NARMS-Tac Conference, Toronto, s. 267-273.
- HOEK, E. (2007). *Practical Rock Engineering* [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com). Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/documents/hoek/corner/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf> (Hentet 15.03.2016).
- HOGNESTAD, H.O., FAGERMO, J.I., KVEEN, A., BACKER, L., GRØV, E., FROGNER, E. & AARSET, A. (2010). *Praktisk berginjeksjon for underjordsanlegg*. Håndbok nr. 06. Oslo: Norsk forening for fjellsprenningsteknikk. 98 s.
- HOLMØY, K.H. (2008). *Significance of Geological Parameters for Predicting Waterleakage in Hard Rock Tunnels*. PhD avhandling. Trondheim: Norges teknisk- og naturvitenskapelige universitet, Institutt for geologi og bergteknikk. 224 s.
- HUDSON, J.A. & HARRISON, J.P. (1997). *Engineering Rock Mechanics - an Introduction to the Principles*. Oxford: Pergamon Press. 456 s.
- HYDRO. (u.å.). *Holsbru*. Tilgjengelig fra: <http://www.hydro.com/no/Hydro-i-Norge/Varvirksomhet/Vannkraft/Kraftverkene-vare/Holsbru/> (Hentet 22.02.2016).
- HYDRO ENERGI MARKED. (2004). Planendringssøknad nytt Tyin kraftverk. Oslo: Norsk Hydro ASA.
- HÆHRE ENTREPRENØR AS. (2012). *Aktiviteter og tider fra Rausdalen mot Holsbru*. Ikke publisert.
- ISRM. (1978a). Suggested Methods for Determining Tensile Strength of Rock Materials. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 15 (3) s. 99-103.
- ISRM. (1978b). Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15 (6) s. 319-368.
- ISRM. (1979). Suggested Methods for Determining the Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rock Materials. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 16 (2) s. 137-140.
- JENSEN, E.S. (2011). *Bergarter og mineraler*. 2 utg. Oslo: Cappelen Damm. 221 s.
- KELSALL, P.C., CASE, J.B. & CHABANNES, C.R. (1984). Evaluation of Excavation-induced Changes in Rock Permeability. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 21 (3) s. 123-135.
- KJØLBERG, R.S. (1998). The new Tyin power system. Engineering geological report: Berdal Strømme.
- KLÜVER, B.H. & KVEEN, A. (2004). Berginjeksjon i praksis. *Miljø- og samfunntjenlige tunneler*, Publikasjon nr.104. Oslo: Vegdirektoratet, Teknologivdelingen. 63 s.
- KOESTLER, A.G. (1982). A Precambrian Age for the Ofredal Granodiorite Intrusion, Central Jotun Nappe, Sogn, Norway. *Norsk Geologisk Tidsskrift*, 62 (3) s. 225-228.

- KWON, S. & CHO, W.J. (2008). The Influence of an Excavation Damaged Zone on the Thermal-mechanical and Hydro-mechanical Behaviors of an Underground Excavation. *Engineering Geology*, 101 (3–4) s. 110-123.
- LARSEN, T. (2002). Bergspenningsmålinger i Nye Tyn Kraftverk, Sogn og Fjordane. *Delrapport 3: 3D bergspenningsmåling i adkomsttunnel, Pel 1407: SINTEF Bygg og miljø. Berg og geoteknikk.*
- LE BAS, M.J. & STRECKEISEN, A.L. (1991). The IUGS systematics of igneous rocks. *Journal of the Geological Society*, 148 (5) s. 825-833.
- LUND, M. (2008). Holsbru kraftverk, Tyn. Ingeniørgeologisk rapport. Sandvika: Norconsult. 5 s.
- LUND, M. (2013). Holsbru Kraftverk - Lekkasjer på tilløpstunnelen. Sandvika: Norconsult 10 s.
- LUND, M. (2014). Holsbru kraftverk. Utlekkasje av vann - befaring i tunnelen 27.august 2014. Sandvika: Norconsult. 20 s.
- LUNDMARK, A.M. & CORFU, F. (2007). Age and origin of the Årdal dike complex, SW Norway: False isochrons, incomplete mixing, and the origin of Caledonian granites in basement nappes. *Tectonics*, 26 (2) s.
- LUTRO, O.J. & TVETEN, E. (1996). *Geologisk kart over Norge, berggrunnskart Årdal M 1:250,000*. Trondheim: Norges geologiske undersøkelse.
- MARINOS, V., MARINOS, P. & HOEK, E. (2005). The geological strength index: applications and limitations. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 64 (1) s. 55-65.
- MARKER, B.R. (2005). *Contaminants in the Subsurface: Source Zone Assessment and Remediation, National Research Council*. Washington, DC: The National Academies Press. 372 s.
- MARTIN, C.D., KAISER, P.K. & MCCREATH, D.R. (1999). Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. *Canadian Geotechnical Journal*, 36 (1) s. 136-151.
- MARTIN, C.D. & CHRISTIANSSON, R. (2009). Estimating the potential for spalling around a deep nuclear waste repository in crystalline rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46 (2) s. 219-228.
- MYRVANG, A. (1993). Rock Stress and Rock Stress Problems in Norway. i: Hudson, J.A. (red.) b. 3 *Comprehensive Rock Engineering- Principles, Practice & Projects. Rock testing and site characterization*, s. 461-471. Oxford: Pergamon Press.
- MYRVANG, A. (2001). *Bergmekanikk*. Trondheim: NTNU: Institutt for geologi og bergteknikk. 145 s.
- NESSE, W.D. (2009). *Introduction to Mineralogy*. New York: Oxford University Press. 442 s.
- NEUPANE, B. & PANTHI, K.K. (2012). Evaluation on the Potential Use of Shotcrete Lined High Pressure Tunnel at Upper Tamakoshi Hydroelectric Project. *Hydro Nepal: Journal of Water Energy and Environment* (10) s. 73-80.
- NGI. (2015). *Bruk av Q-systemet. Bergmasseklassifisering og bergforsterkning*. Håndbok. Oslo Norges geotekniske institutt. 54 s.
- NGU. (2015). *XRD-analyser: Norges geologiske undersøkelse*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/fagomrade/xrd-analyser> (Hentet 17.02.2015).

- 
- NGU. (2016a). *Berggrunnskart N50*: Norges geologiske undersøkelse. Tilgjengelig fra: <http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/> (Hentet 23.02.2016).
- NGU. (2016b). *Hva er grunnvann?*: Norges geologiske undersøkelse. Tilgjengelig fra: [http://www.grunnvanninorge.no/grunnvann\\_hva\\_er.php](http://www.grunnvanninorge.no/grunnvann_hva_er.php) (Hentet 19.04.2016).
- NGU. (2016c). *Løsmasser*: Norges geologiske undersøkelse. Tilgjengelig fra: <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/> (Hentet 23.02.2016).
- NILSEN, B. & THIDEMANN, A. (1993). *Rock Engineering*. Hydropower Development 9. Trondheim: Norwegian Institute of Technology, Division of Hydraulic Engineering. 156 s.
- NILSEN, B. & PALMSTRØM, A. (2000). *Engineering Geology and Rock Engineering*. Handbook no.2. Oslo: Norwegian group for Rock Mechanics. 249 s.
- NILSEN, B. & BROCH, E. (2012). *Ingeniørgeologi - berg: grunnkurskompendium*. Trondheim: Tapir akademisk forlag, Kompendieforlaget. 292 s.
- NTNU-ANLEGGSDRIFT. (1998). Prosjektrapport 13A-98 BORBARHET Testmetoder. Trondheim: NTNU: Institutt for bygg- og anleggsteknikk.
- NVE. (2015). *Vannkraft*: Norges vassdrags- og energidirektorat. Tilgjengelig fra: <https://www.nve.no/energiforsyning-og-konsesjon/vannkraft/> (Hentet 28.10.2015).
- ODLING, N.E. (1997). Scaling and Connectivity of Joint Systems in Sandstones from Western Norway. *Journal of Structural Geology*, 19 (10) s. 1257-1271.
- OLSEN, V. (2002). Boring i fjell. i: Bruland, A. (red.) *Kompendium i anleggsteknikk (Kap. II.5)*. Trondheim: NTNU: Institutt for bygg, anlegg og transport.
- PALMSTRÖM, A. & SINGH, R. (2001). The deformation modulus of rock masses—comparisons between in situ tests and indirect estimates. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16 (2) s. 115-131.
- PALMSTRÖM, A. & BROCH, E. (2006). Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-system. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21 (6) s. 575-593.
- PANTHI, K.K. & NILSEN, B. (2005). *Significance of grouting for controlling leakage in water tunnels: A case from Nepal*. Proceedings of the International World Tunnel Congress and the 31st ITA General Assembly, Istanbul, s. 931-937: Taylor & Francis.
- PANTHI, K.K. (2006). *Analysis of engineering geological uncertainties related to tunnelling in Himalayan rock mass conditions*. PhD avhandling. Trondheim: Norges teknisk- og naturvitenskapelige universitet, Institutt for geologi og bergteknikk.
- PANTHI, K.K. (2010). *Note on estimating specific leakage using Panthi's approach*. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet. Ikke publisert.
- PANTHI, K.K. & NILSEN, B. (2010). Uncertainty Analysis for Assessing Leakage Through Water Tunnels: A Case from Nepal Himalaya. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 43 (5) s. 629-639.
- PANTHI, K.K. (2012). Evaluation of rock bursting phenomena in a tunnel in the Himalayas. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71 (4) s. 761-769.
- PANTHI, K.K. (2013). *Pre-injection versus post-injection grouting—A review of a case from the Himalaya*. 47th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, San Francisco, USA: American Rock Mechanics Association.
-



- PANTHI, K.K. (2014). Norwegian Design Principle for High Pressure Tunnels and Shafts: Its Applicability in the Himalaya. *Hydro Nepal: Journal of Water, Energy and Environment* (14) s. 36-40.
- PANTHI, K.K. (2016). *Diskusjon om inngangparametre til numerisk analyse*.
- PANTHI, K.K. & BASNET, C.B. (2016). Review on the Major Failure Cases of Unlined Pressure Shafts/Tunnels of Norwegian Hydropower Projects. *Hydro Nepal: Journal of Water, Energy and Environment* (18) s. 6-15.
- PEDERSEN, K.B., KOMPEN, R. & KVEEN, A. (2010). Arbeider foran stuff og stabilitetssikring i vegtunneler. *Teknologirapport 2358*. Oslo: Vegdirektoratet, Teknologivdelingen. 38 s.
- RANCOURT, A.J. (2010). *Guidelines for preliminary design of unlined pressure tunnels*. PhD avhandling. Montreal, Quebec: McGill University. 170 s.
- ROCSCIENCE. (2016a). *RocLab 1.0. Rock mass strength analysis using the Generalized Hoek-Brown failure criterion*. [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com): Rocscience. Tilgjengelig fra: <https://rocscience.com/documents/pdfs/uploads/8079.pdf> (Hentet 14.03.2016).
- ROCSCIENCE. (2016b). *Strength Factor*. [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com): Rocscience. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp9/phase2.htm> (Hentet 04.04.2016).
- ROCSCIENCE. (2016c). *Strength Parameters*. [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com): Rocscience. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp9/phase2.htm> (Hentet 04.04.2016).
- SAIANG, D. (2008). *Behaviour of Blast-Induced Damaged Zone Around Underground Excavations in Hard Rock Mass*. PhD avhandling. Luleå: Luleå University of Technology, Department of Civil, Mining and Environmental Engineering. Division of Rock Mechanics.
- SAIANG, D. & NORDLUND, E. (2009). Numerical Analyses of the Influence of Blast-Induced Damaged Rock Around Shallow Tunnels in Brittle Rock. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 42 (3) s. 421-448.
- SELMER-OLSEN, R. (1966). *Forelesningskompendium for grunnkurset i faget Almennelig geologi og ingeniørgeologi*. 2 utg. Trondheim: Tapir Forlag.
- SELMER-OLSEN, R. (1969). *Experience with Unlined Pressure Shafts in Norway*. International Symposium on Large Permanent Underground Openings, Oslo: Universitetsforlaget.
- SELMER-OLSEN, R. (1974). Underground openings filled with high-pressure water or air. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 9 (1) s. 91-95.
- SELMER-OLSEN, R. (1981). *Betraktninger over store vannlekkasjer i dyptliggende tunneler*. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 1981, Oslo, s. 21.1-21.15: Tapir.
- SELMER-OLSEN, R. (1985). *Metode for bestemmelse av dimensjonerende svelletrykk*. Fjellsprengningsteknikk, Bergmekanikk, Geoteknikk 1985, Oslo, s. 34.1-34.26: Tapir.
- SELMER-OLSEN, R. (1988). General engineering geological design procedures i: b. 5 *Norwegian Tunneling Today*, s. 53-58. Trondheim: Norsk jord- og fjellteknisk forbund.
- SERAFIM, J.L. & PEREIRA, J.P. (1983). *Considerations of the Geomechanics Classification of Bieniawski*. Proceedings International Symposium Engineering Geology and Underground Construction, s. 1133-1142.



- SINGHAL, B.B.S. & GUPTA, R.P. (2010). *Applied Hydrogeology of Fractured Rocks*. 2 utg.: Springer Science & Business Media. 400 s.
- STATENS VEGVESEN. (2014). *Laboratorieundersøkelser*. Håndbok R210. Oslo: Vegdirektoratet.
- STATKRAFT. (u.å). *Bjerka: Statkraft. Tilgjengelig fra: <http://www.statkraft.no/Energikilder/vaare-kraftverk/norge/Bjerka/>* (Hentet 18.03.2016).
- STEPHANSSON, O. (1993). Rock Stress in the Fennoscandian Shield. i: Hudson, J.A. (red.) b. 3 *Comprehensive Rock Engineering- Principles, Practice & Projects. Rock testing and site characterization*, s. 445-459. Oxford: Pergamon Press.
- STILLE, H. (2015). *Rock Grouting - Theories and Applications*. Stockholm: Befo. 140 s.
- SVE, R., ELVØY, J., SAGEN, T., BACKER, L., HOLTER, K.G., BOLLINGMO, P., BOGE, K., PEDERSEN, K.B. & AARSET, A. (2008). *Tung bergsikring i undergrunnsanlegg*. Håndbok nr.5: Norsk forening for fjellsprengningsteknikk. 75 s.
- THIDEMANN, A. (1981). *Langtidsstabilitet i vanntunneler*. Doktor ingeniør. Trondheim: Norges tekniske høgskole, Geologisk institutt.
- VALSTAD, T. (1981). Uforete vanntunneler og -sjakter. Vannutbrudd fra tilløpstunnelen til Bjerka kraftverk. Oslo: Norges geotekniske institutt.
- VIK ØRSTA. (2016a). *1120400 Kamstålbolt M20x4000mm*. Tilgjengelig fra: <http://www.vikorsta.no/Produkter/Bergsikring/Sikringsbolt/Kamstalbolter/Vis-Produkt/?productid=22325> (Hentet 28.04.2016).
- VIK ØRSTA. (2016b). *CT-Bolt®*. Tilgjengelig fra: <http://www.vikorsta.no/Produkter/Bergsikring/Sikringsbolt/CT-Bolt1/> (Hentet 27.04.2016).
- VIK ØRSTA. (2016c). *Kamstålbolter*. Tilgjengelig fra: <http://www.vikorsta.no/Produkter/Bergsikring/Sikringsbolt/Kamstalbolter/> (Hentet 27.04.2016).
- VOGT, J.H.L. (1922). *Trykktunneller og geologi*. Kristiania: H. Aschehoug & CO.
- WYLLIE, D.C. & MAH, C. (2004). *Rock slope engineering, civil and mining*. 4 utg.: Spon Press, Taylor & Francis Group.
- ZHANG, L. & FRANKLIN, J.A. (1993). Prediction of water flow into rock tunnels: an analytical solution assuming an hydraulic conductivity gradient. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 30 (1) s. 37-46.
- ZHAO, J. (2000). Applicability of Mohr–Coulomb and Hoek–Brown strength criteria to the dynamic strength of brittle rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 37 (7) s. 1115-1121.
- ZIMMERMAN, R.W. & BODVARSSON, G.S. (1996). Hydraulic Conductivity of Rock Fractures. *Transport in Porous Media*, 23 (1) s. 1-30.



## **Vedlegg**

---

## **Innhold**

Vedlegg A: Q-systemet.....	xi
Vedlegg B: RMR-systemet.....	xvi
Vedlegg C: Fall og fallretningsmålinger.....	xvii
Vedlegg D: Bergmekaniske resultater.....	xix
D-1: UCS-test, E-modul og Poissons forholdstall.....	xix
D-2: Grafer UCS-testing.....	xx
D-3: Bilde av kjernene etter UCS-testing.....	xxi
D-4: Braziltest.....	xxiii
D-5: Tilt test.....	xxiv
Vedlegg E: Borbarhetstester.....	xxv
Vedlegg F: XRD-analyser.....	xxvii
Vedlegg G: Numeriske analyse.....	xxix
G-1: Snitt nummer 2.....	xxix
G-2: Snitt nummer 3.....	xxx
G-3: Snitt nummer 4.....	xxxiii

## Vedlegg A: Q-systemet

Parametere for kartlegging ved bruk av Q-system. Hentet fra NGI (2015).

Tabell A-1: RQD-verdier og antall sprekker per m<sup>3</sup>.

1 RQD = Oppsprekkingsfaktor (Rock Quality Designation)			RQD
A	Svært dårlig	(> 27 sprekker per m <sup>3</sup> )	0-25
B	Dårlig	(20-27 sprekker per m <sup>3</sup> )	25-50
C	Middels	(13-19 sprekker per m <sup>3</sup> )	50-75
D	God	(8-12 sprekker per m <sup>3</sup> )	75-90
E	Utmerket	(0-7 sprekker per m <sup>3</sup> )	90-100

Merk: i) Der RQD er rapportert eller målt til  $\leq 10$  (inklusive 0), brukes verdien 10 for å bestemme Q-verdien  
 ii) RQD-intervaller på 5, dvs. 100, 95, 90, osv., er tilstrekkelig nøyaktige

Tabell A-2: J<sub>n</sub>-verdier.

2 J <sub>n</sub> = Tall for sprekkesett		J <sub>n</sub>
A	Massivt, ingen eller få sprekker	0,5-1,0
B	Ett sprekkesett	2
C	Ett sprekkesett pluss tilfeldige sprekker	3
D	To sprekkesett	4
E	To sprekkesett pluss tilfeldige sprekker	6
F	Tre sprekkesett	9
G	Tre sprekkesett pluss tilfeldige sprekker	12
H	Fire eller flere sprekkesett, tilfeldig og sterkt oppsprukket "sukkerbitberg", osv.	15
J	Knust berg, jordaktig	20

Merk: i) For tunnelkryss, bruk  $3 \times J_n$   
 ii) For påhug, bruk  $2 \times J_n$

Tabell A-3:  $J_r$ -verdier.

<b>3 <math>J_r =</math> Sprekkeruhestall</b>		<b><math>J_r</math></b>
<b>a) Bergveggkontakt, og</b>		
<b>b) Bergveggkontakt før skjærbevegelsen har gått 10 cm</b>		
A	Diskontinuerlige sprekker	4
B	Ru eller ujevn, bølgete	3
C	Glatt, bølgete	2
D	Glidespeil, bølgete	1,5
E	Ru, ujevn, plan	1,5
F	Glatt, plan	1
G	Glidespeil, plan	0,5
Merk: i) Beskrivelse henviser til småskalaegenskaper og mellomskalaegenskaper, i den rekkefølgen		
<b>c) Ingen bergkontakt ved skjærbevegelse</b>		
H	Sone som inneholder leirfylling tykk nok til å forhindre bergkontakt ved skjærdeformasjon	1
Merk: ii) Legg til 1 hvis gjennomsnittlig avstand i det relevante sprekkesettet er mer enn 3 m (avhenger av størrelsen på tunnelåpningen)		
iii) $J_r = 0,5$ kan brukes for plane glidespeil med lineasjon, forutsatt at lineasjonen er orientert i sannsynlig bevegelsesretning		

Tabell A-4:  $J_a$ -verdier.

4 $J_a$ = Tall for sprekkefylling		$\Phi_r$	$J_a$
<b>a) Bergkontakt (Ingen mineralfylling, bare belegg)</b>			
A	Sammenvokste sprekker med harde mineraler som kvarts eller epidot.		0,75
B	Uomvandlede sprekkeflater, bare overflateoksidasjon.	25-35°	1
C	Svakt omvandlede sprekkeflater. Uoppbløtelig mineralbelegg, sandpartikler, oppknust berg uten leir.	25-30°	2
D	Siltig eller sandig sprekkebelegg, litt leir (ikke svellende).	20-25°	3
E	Oppbløtelig leirbelegg med lav friksjon, f.eks. kaolinit eller glimmer. Også kloritt, talk gips, grafit osv. og små mengder svelleleire.	8-16°	4
<b>b) Bergkontakt før 10 cm skjærdeformasjon (tynn mineralfylling)</b>			
F	Sandige partikler, oppknust berg, ikke leir.	25-30°	4
G	Sterkt overkonsolidert, uoppbløtelig fylling av leirmineraler (kontinuerlig, men <5 mm tykkelse).	16-24°	6
H	Middels eller litt overkonsolidert fylling av oppbløtelig leirmateriale (kontinuerlig, men <5 mm tykkelse).	12-16°	8
J	Fylling av svelleleire, dvs. montmorillonitt (kontinuerlig, men <5 mm tykkelse). $J_a$ -verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	8-12
<b>c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon (tykk mineralfylling)</b>			
K	Soner og bånd av desintegrert eller knust berg. Sterkt overkonsolidert, uoppbløtelig fylling.	16-24°	6
L	Soner og bånd av knust eller desintegrert berg og leir. Middels til litt overkonsolidert uoppbløtelig fylling.	12-16°	8
M	Soner og bånd av leir eller knust eller desintegrert berg. $J_a$ -verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	8-12
N	Tykke kontinuerlige soner eller bånd med leir. Sterkt overkonsolidert.	12-16°	10
O	Tykke kontinuerlige soner eller bånd med leir. Middels-til-lav overkonsolidering	12-16°	13
P	Tykke kontinuerlige soner eller bånd med leir. Svelleleire. $J_a$ avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	13-20

Tabell A-5:  $J_w$ -verdier.

5 $J_w =$ Sprekkevannstall		$J_w$
A	Tørre bergrom eller mindre innsig (fuktig eller noen få drypp)	1,0
B	Middels innsig, av og til utvasking av sprekkefyllinger (mange drypp/"regn")	0,66
C	Vannstråler eller høyt trykk i kompetent berg med ufylte sprekker	0,5
D	Stort tilsig eller høyt trykk, betydelig utvasking av sprekkefyllinger	0,33
E	Usedvanlig høy innstrømming eller vanntrykket avtar med tid. Forårsaker utvasking av materialer og kanskje utrasinger	0,2-0,1
F	Usedvanlig høy innstrømming eller vanntrykket fortsetter uten merkbar reduksjon. Forårsaker utvasking av materialer og kanskje utrasinger	0,1-0,05

Merk: i) Faktorene C til F er grove estimater. Øk  $J_w$  hvis berget dreneres eller det utføres injeksjon  
ii) Spesielle problemer forårsaket av isdannelse er ikke tatt med i betraktning



Tabell A-6: SRF-verdier.

6 SRF = Spenningsfaktor (Stress Reduction Factor)			SRF	
<b>a) Svakhetssoner som krysser tunnelen eller bergrommet, som kan føre til at bergmasse løsner</b>				
A	Hyppig opptreden av svakhetssoner som inneholder leire eller kjemisk forvitret berg, avspent berg (uansett dybde), eller lange seksjoner med inkompetent (svakt) berg (uansett dybde). For skvising, se 6L og 6M		10	
B	Flere skjærsoner innenfor en kort seksjon i kompetent avspent sideberg (uansett dybde)		7,5	
C	Enkeltstående svakhetssoner med eller uten leire eller kjemisk forvitret berg (dybde $\leq 50$ m)		5	
D	Ukonsoliderte, åpne sprekker, mange sprekker eller "sukkerbit", osv. (uansett dybde)		5	
E	Enkeltstående svakhetssoner med eller uten leire eller kjemisk forvitret berg (dybde $> 50$ m)		2,5	
Merk: i) Reduser disse SRF-verdiene med 25-50 % hvis svakhetssonene bare påvirker men ikke krysser den underjordiske åpningen				
<b>b) Kompetent, hovedsakelig massivt berg, spenningsproblemer</b>				
		$\sigma_c / \sigma_1$	$\sigma_\theta / \sigma_c$	SRF
F	Lave spenninger, nær overflaten, åpne sprekker	$>200$	$<0,01$	2,5
G	Middels spenninger, gunstige spenningsforhold	200-10	0,01-0,3	1
H	Høye spenninger, svært tett struktur. Vanligvis gunstig for stabiliteten. Kan også være ugunstig for stabiliteten, avhengig av retningen på spenningene sammenliknet med sprekke dannelse/svakhetsplan*	10-5	0,3-0,4	0,5-2 2-5*
J	Moderat avskalling etter $> 1$ time i massivt berg	5-3	0,5-0,65	5-50
K	Avskalling og bergslag etter noen minutter i massivt berg	3-2	0,65-1	50-200
L	Intens bergslag og umiddelbar dynamisk deformasjon i massivt berg	$<2$	$>1$	200-400
Merk: ii) For sterkt anisotropiske uørte spenningsfelt (om målt): når $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$ , reduser $\sigma_c$ til $0,75 \sigma_c$ . Når $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$ , reduser $\sigma_c$ til $0,5 \sigma_c$ , der $\sigma_c$ = fri trykkfasthet, $\sigma_1$ og $\sigma_3$ er de primære og sekundære spenningene, og $\sigma_\theta$ = maksimum tangential spenning (estimert fra elastisk teori)				
iii) Når dybden av hengt under overflaten er mindre enn spennet; foreslås det at SRF økes fra 2,5 til 5 for slike tilfeller (se F)				
<b>c) Skviseberg: plastisk deformasjon i ikke kompetent berg under påvirkning av høyt trykk</b>				
		$\sigma_\theta / \sigma_c$	SRF	
M	Moderat skvisende bergtrykk	1-5	5-10	
N	Intens skvisende bergtrykk	$>5$	10-20	
Merk: iv) For bestemmelse av skvisende bergforhold henvises til relevant litteratur (dvs. Singh et al., 1992 og Bhasin og Grimstad, 1996)				
<b>d) Svellende berg: kjemisk svelleaktivitet ved tilgang på vann</b>			SRF	
O	Moderat svelling		5-10	
P	Intens svelling		10-15	

## Vedlegg B: RMR-systemet

Parametere for kartlegging ved bruk av RMR-systemet. Fra Bieniawski (1989).

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter		Range of values							
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality <i>RQD</i>		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6-2 . m	200-600 mm	60-200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities (See E)		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10-25	25-125	> 125		
		(Joint water press)/ (Major principal $\sigma$ )	0	< 0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	> 0.5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
		Rating	15	10	7	4	0		
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)									
Strike and dip orientations		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable			
Ratings	Tunnels & mines	0	-2	-5	-10	-12			
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25			
	Slopes	0	-5	-25	-50				
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS									
Rating	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21				
Class number	I	II	III	IV	V				
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock				
D. MEANING OF ROCK CLASSES									
Class number	I	II	III	IV	V				
Average stand-up time	20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span				
Cohesion of rock mass (kPa)	> 400	300-400	200-300	100-200	< 100				
Friction angle of rock mass (deg)	> 45	35-45	25-35	15-25	< 15				
E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions									
Discontinuity length (persistence)	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m				
Rating	6	4	2	1	0				
Separation (aperture)	None	< 0.1 mm	0.1-1.0 mm	1-5 mm	> 5 mm				
Rating	6	5	4	1	0				
Roughness	Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided				
Rating	6	5	3	1	0				
Infilling (gouge)	None	Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm				
Rating	6	4	2	2	0				
Weathering	Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed				
Rating	6	5	3	1	0				
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**									
Strike perpendicular to tunnel axis				Strike parallel to tunnel axis					
Drive with dip-Dip 45-90°		Drive with dip-Dip 20-45°		Dip 45-90°		Dip 20-45°			
Very favourable		Favourable		Very favourable		Fair			
Drive against dip-Dip 45-90°		Drive against dip-Dip 20-45°		Dip 0-20°-Irrespective of strike°					
Fair		Unfavourable		Fair					

---

## Vedlegg C: Fall og fallretningsmålinger

### Målinger i tverrslag Rausdal

<i>Lokalitet</i>	<i>Fall</i>	<i>Fallretning</i>
21	72	2
21	81	11
21	70	18
21	7	40
21	53	109
21	76	120
21	45	126
21	50	126
21	69	129
21	86	138
21	82	155
21	74	160
21	56	165
21	61	166
21	45	180
21	76	204
21	30	220
21	84	222
21	36	236
21	85	245
21	38	248
21	42	250
21	54	261
21	30	270
21	86	272
21	20	288
21	56	303
21	32	314
21	71	315
21	47	317
21	54	317
21	82	334

## Vedlegg C

### Målinger i dagen

<i>Lokalitet</i>	<i>Fall</i>	<i>Fallretning</i>	<i>Lokalitet</i>	<i>Fall</i>	<i>Fallretning</i>
2	85	65	14	64	111
2	86	68	15	76	118
3	76	76	15	86	127
3	89	103	15	83	218
4	60	112	15	88	258
4	50	113	16	80	10
4	36	130	16	60	102
4	55	130	16	84	360
4	70	130	17	77	125
4	69	131	17	38	138
5	38	132	17	32	184
6	90	10	18	81	161
6	56	97	18	33	209
6	85	198	19	75	32
6	85	318	19	54	139
6	81	330	19	43	147
6	86	340	20	6	131
6	83	342	20	66	144
7	28	180	23	65	124
7	85	198	23	87	130
8	80	70	23	85	171
8	85	105	23	83	231
8	32	178	23	89	234
8	30	185	23	85	248
8	28	192	23	13	321
9	13	170	23	62	326
9	24	172	24	50	3
10	48	10	24	72	18
10	45	22	24	50	115
10	43	24	24	65	123
10	35	28	24	70	126
10	80	90	24	60	129
10	77	91	24	38	245
10	68	97	24	39	306
10	32	162	24	75	358
10	33	180	25	86	307
10	25	188	26	70	347
11	63	101	28	72	340
11	58	109	29	78	142
11	67	197	29	69	149
11	73	350	30	68	22
11	76	355	30	51	120
12	46	63	30	50	225
12	73	206	31	38	165
12	35	228	31	32	266
13	34	75	32	52	163
13	68	121	32	40	255
13	65	134	33	62	105
13	9	146	33	32	303
13	29	178	34	36	156
13	44	213	35	57	133
13	88	313	35	52	245
13	50	326	35	51	247
13	90	360	36	43	117
14	70	103	36	40	358
			37	81	66
			37	15	119
			37	88	245

## Vedlegg D: Bergmekaniske resultater

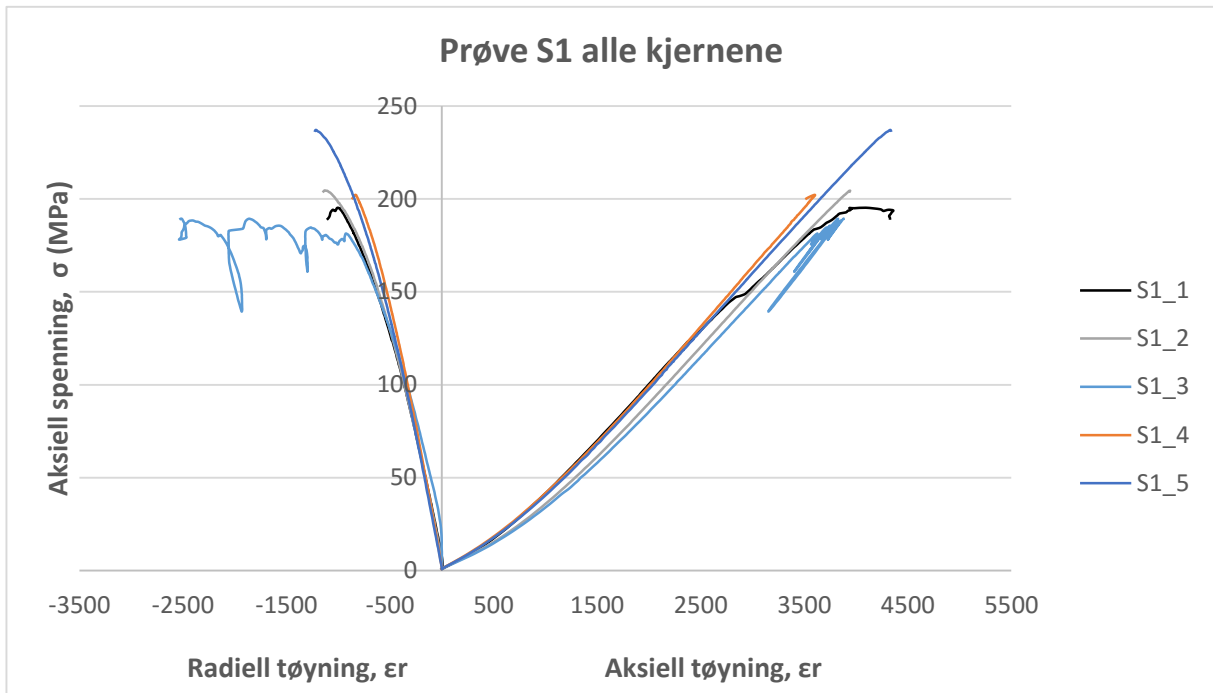
### Vedlegg D-1: UCS test, E-modul og Poissons forholdstall

Test utført 19.11.2015 på vannmetta prøver. Prøve S2\_3 er ikke tatt med i gjennomsnittet

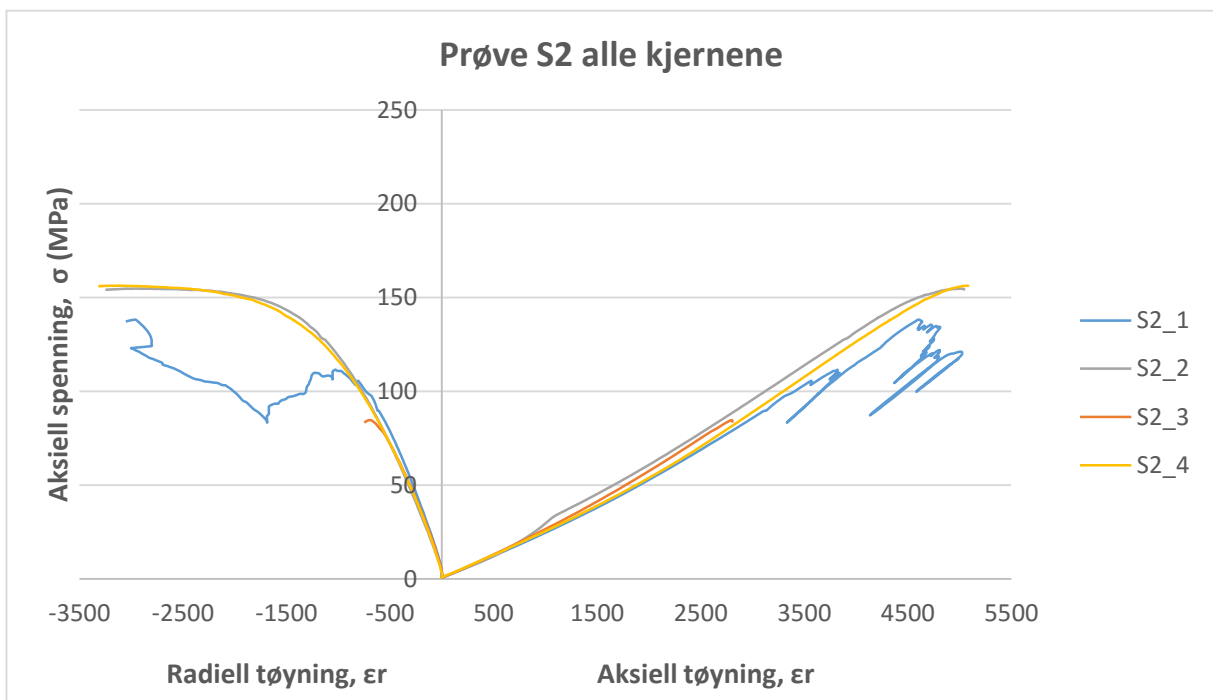
Tabell D-1: Resultater UCS-test

	Diameter (cm)	Lengde (cm)	Volum (cm <sup>3</sup> )	Areal (cm <sup>2</sup> )	Tetthet (g/cm <sup>3</sup> )	Pore- volum, V <sub>v</sub> (cm <sup>3</sup> )	Porøsitet (%)	UCS (MPa)	UCS ved diameter på 50 mm	Bruddvinkel fra lengdeakse	E- modul (GPa)	Metode	Poissons forholdtall, ν
<b>Prøve S1</b>													
S1-1	5,419	13,986	322,53	23,06	2,84	4,13	1,28	195,70	198,43		61,5	tangent	0,28
S1-2	5,409	13,985	321,34	22,98	2,86	2,09	0,65	204,60	207,45		60,3	tangent	0,26
S1-3	5,398	13,986	320,07	22,89	2,85	2,23	0,70	189,70	192,35		58,6	tangent	0,29
S1-4	5,400	13,998	320,62	22,91	2,86	2,04	0,64	202,60	205,43	23	62,7	tangent	0,23
S1-5	5,404	14,003	321,16	22,93	2,86	2,03	0,63	237,20	240,51		62,4	tangent	0,26
<b>Snittverdier</b>					<b>2,85</b>		<b>0,78</b>	<b>205,96</b>	<b>208,83</b>		<b>61,100</b>		<b>0,27</b>
<b>Prøve S2</b>													
S2-1	5,424	13,949	322,25	23,10	2,63	3,69	1,15	139,10	141,04	25	33,4	spesiell	0,28
S2-2	5,424	13,953	322,38	23,10	2,64	3,41	1,06	154,70	156,86		34,8	tangent	0,31
<b>S2-3</b>	<b>5,422</b>	<b>13,942</b>	<b>321,87</b>	<b>23,09</b>	<b>2,63</b>	<b>3,71</b>	<b>1,15</b>	<b>84,00</b>	<b>85,17</b>		<b>33,5</b>	<b>spesiell</b>	<b>0,28</b>
S2-4	5,420	13,946	321,80	23,08	2,64	3,47	1,08	156,30	158,48		36,4	tangent	0,35
<b>Snittverdier</b>					<b>2,64</b>		<b>1,09</b>	<b>150,03</b>	<b>152,13</b>		<b>34,867</b>		<b>0,31</b>

Vedlegg D-2: Grafer UCS testing



Figur D-1: Spennings-tøyningsdiagram for alle kjerneprøvene i Prøve S1.



Figur D-2: Spennings-tøyningsdiagram for alle kjerneprøvene i Prøve S2.

**Vedlegg D-3: Bilder av kjernene etter testing**



S1\_1



S1\_2



S1\_3



S1\_4



S1\_5





S2\_1



S2\_2



S2\_3



S2\_4

*Figur D-3: Bilde av kjerneprøvene etter testing.*



**Vedlegg D-4: Braziltest**

Utført 01.12.2015 på vannmetta prøver

*Tabell D-2: Resultat av Braziltest*

	<b>Diameter (mm)</b>	<b>Lengde (mm)</b>	<b>Last (kN)</b>	<b><math>\sigma_t</math> (MPa)</b>
<b>Prøve S1</b>				
<b>1</b>	54,16	27,73	34,5	14,62
<b>2</b>	54,17	28,01	38,6	16,20
<b>3</b>	53,95	26,02	29,8	13,51
<b>4</b>	54,01	25,8	33,7	15,40
<b>5</b>	54,18	27,73	26	11,02
<b>6</b>	54	22,52	33,6	17,59
<b>Snitt</b>				<b>14,72</b>
<b>Prøve S2</b>				
<b>1</b>	54,24	27,87	24,3	10,23
<b>2</b>	54,26	27,78	22,8	9,63
<b>3</b>	54,25	27,78	15	6,34
<b>4</b>	54,19	27,82	21,6	9,12
<b>5</b>	49,57	24,05	17,5	9,35
<b>6</b>	49,60	24,70	19,7	10,24
<b>7</b>	49,52	24,13	20,2	10,76
<b>8</b>	49,54	24,68	17,6	9,16
<b>9</b>	49,55	25,15	18,1	9,25
<b>Snitt</b>				<b>9,34</b>

**Vedlegg D-5: Tilt test**

Test utført 15.01.2016 på tørre prøver

*Tabell D-3: Resultat av tilt test*

	a1	b1	a2	b2	Snitt
<b>S1_1</b>					
1	30,9	36,1	37	37,2	
2	33,4	35,9	34,7	39,6	
3	34,1	32,2	35	33,4	35,0
<b>S1_2</b>					
1	24,4	28,8	29,5	31,6	
2	25,5	29,8	27,6	30,6	
3	26,8	30,6	28,2	30,7	28,7
<b>S1_3</b>					
1	30,4	33,8	35,5	36,6	
2	32,1	30,8	33,8	37,7	
3	31,8	36,4	35	35,3	34,1
<b>Friksjonsvinkel S1</b>					<b>32,58</b>
<b>S2_1</b>					
1	31,5	35,6	33,6	33,6	
2	33,5	36,2	35,1	39,1	
3	32	32	34	35,2	34,3
<b>S2_2</b>					
1	34,5	30,9	31	32,3	
2	32,7	34,7	28,8	30,7	
3	32,9	31,6	28,7	36,5	32,1
<b>S2_3</b>					
1	31,1	30,7	33,6	30,8	
2	29,8	31,4	33,7	30,1	
3	31	33,2	35,7	35,3	32,2
<b>Friksjonsvinkel S2</b>					<b>32,86</b>

## Vedlegg E: Borbarhetstester

### Sprøhetstest s20

	S1	S2
Tetthet (g/cm <sup>3</sup> )	2,85	2,64
Mengde til testing (g)	537,7	498,1

	Vekt (g)	Kompaktering	Vekt > 11,2mm	S20
S1_1	538,2	1	277	48,5
S1_2	538,8	0	334	38,0
S1_3	537,2	0	339	36,9
<b>Snitt</b>				<b>41,1</b>
S2_1	499,2	0	222	55,5
S2_2	497,6	1	248	50,2
S2_3	497,5	1	257	48,3
<b>Snitt</b>				<b>51,3</b>

### Slitasjeverdi AV

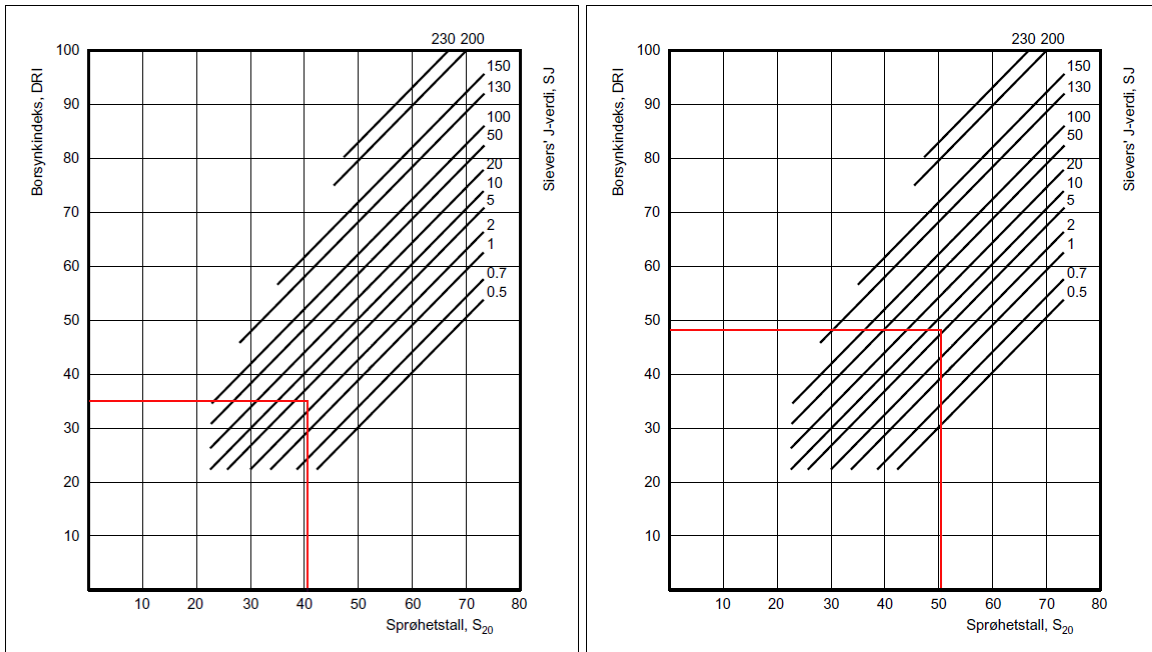
	Vekt før (g)	Vekt etter (g)	Slitasjeverdi AV
<b>S1</b>			
AV3	64,998	64,997	1
AV5	72,008	72,006	2
<b>Snitt</b>			<b>1,5</b>
<b>S2</b>			
AV17	70,677	70,666	11
AV21	70,155	70,142	13
<b>Snitt</b>			<b>12</b>

### Sievers J-verdi

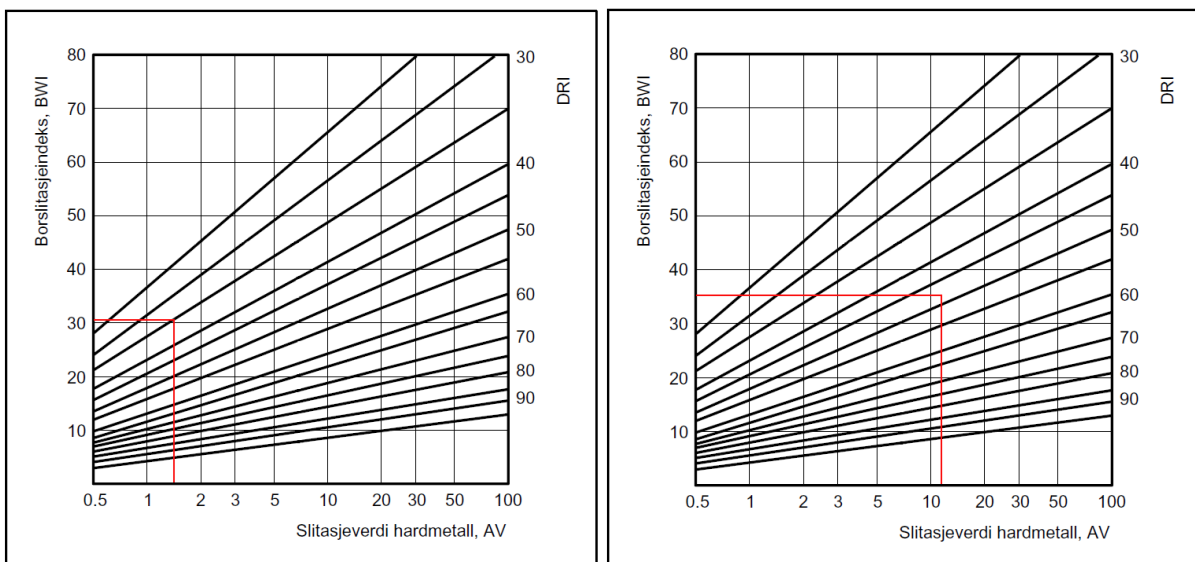
					<b>Snitt</b>
S1	4,2	3,6	3,4	3,2	<b>3,6</b>
S2	5,3	6,9	6,6	5,5	<b>6</b>

**Skjema for bestemmelse av DRI og BWI**

	<b>S1</b>	<b>S2</b>
<b>DRI</b>	35	48
<b>BWI</b>	31	35



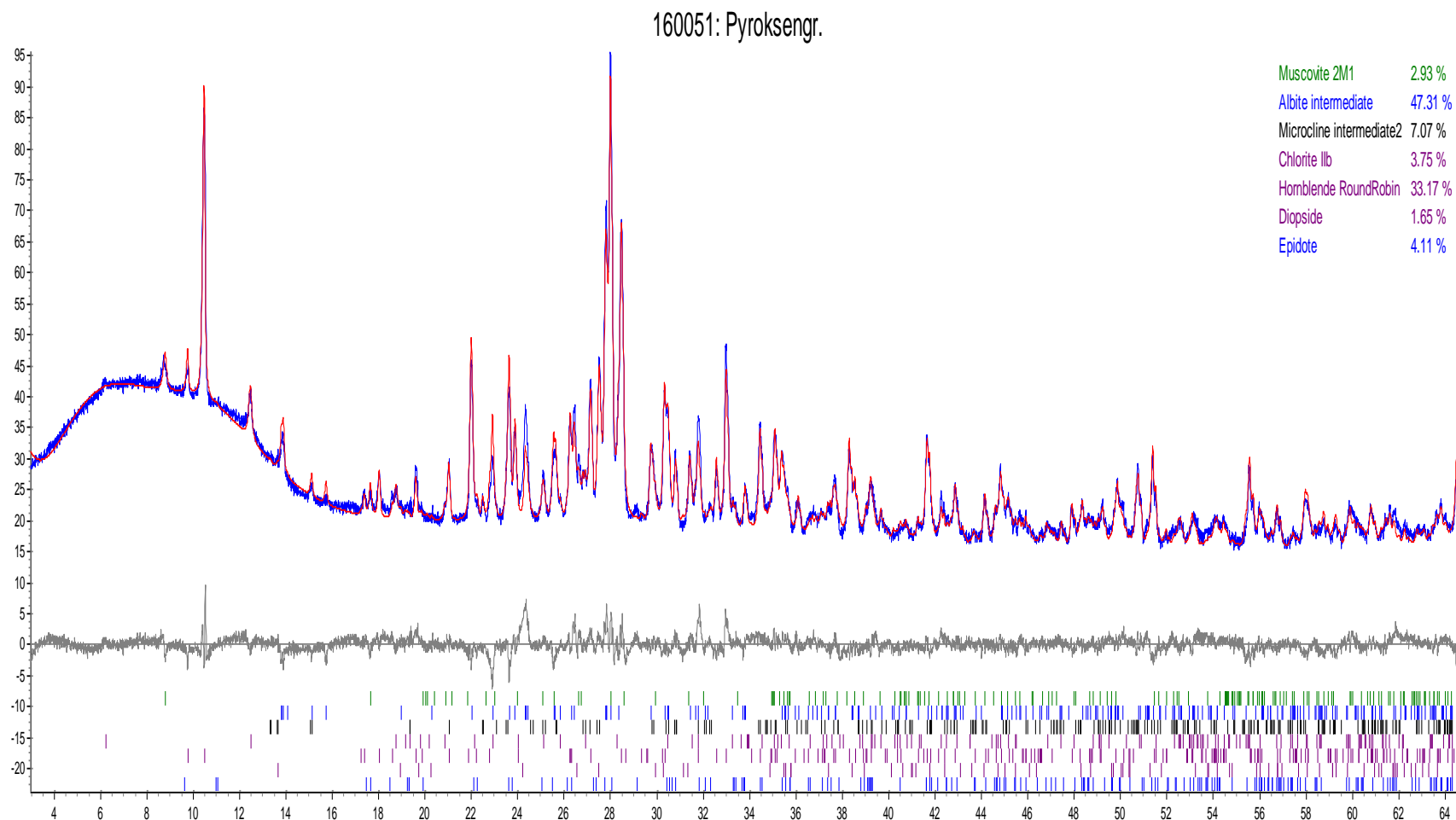
*Figur E-1: Skjema for bestemmelse av DRI verdi. Prøve S1 til venstre DRI = 35, prøve S2 til høyre DRI = 48.*



*Figur E-2: Skjema for bestemmelse av BWI. Prøve S1 til venstre BWI = 31. Prøve S2 til høyre BWI = 35.*

## Vedlegg F: XRD-analyse

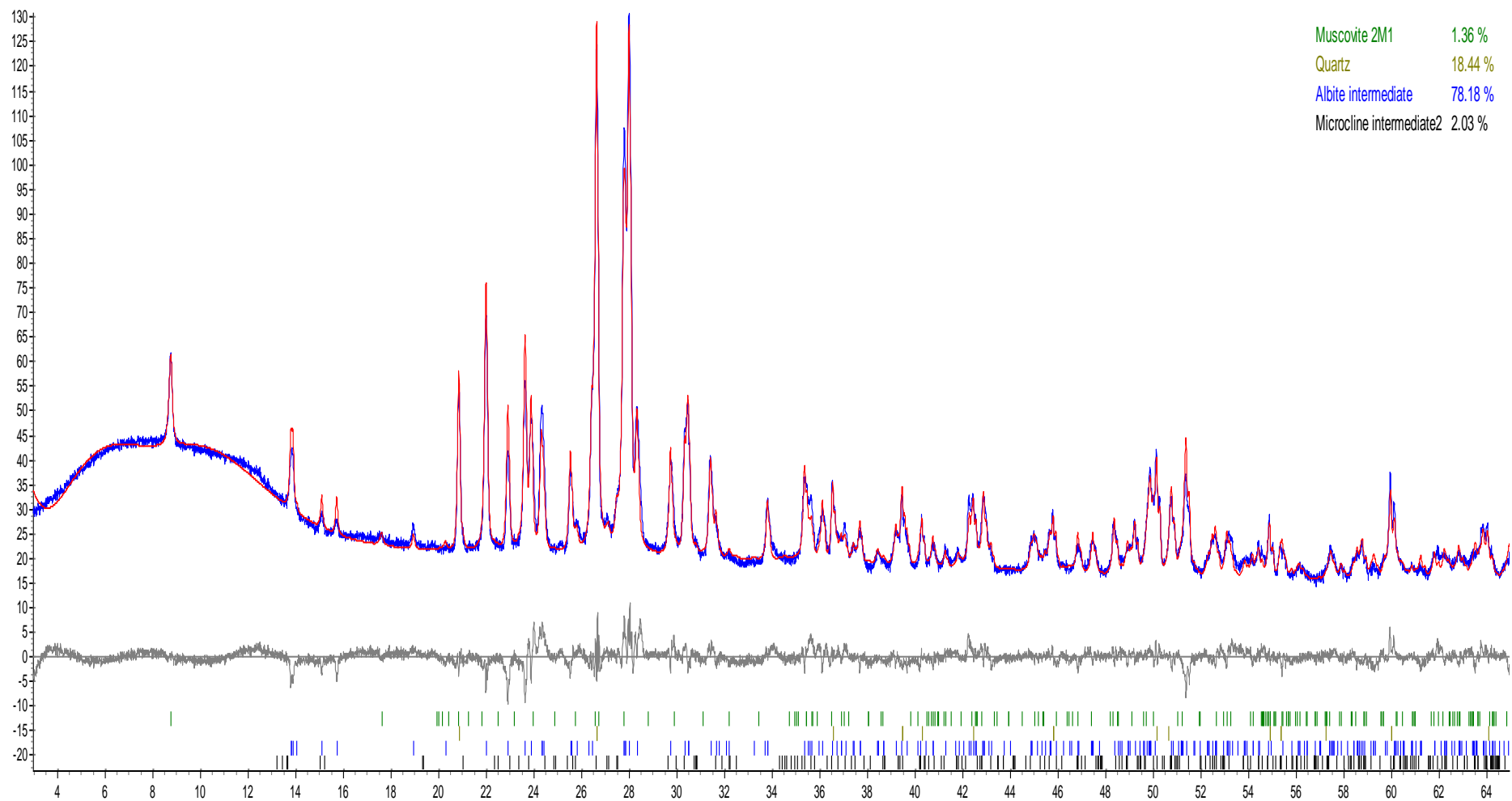
### 1. Prøve S1



Figur F-1: Diffraktometer for Prøve S1.

2. Prøve S2

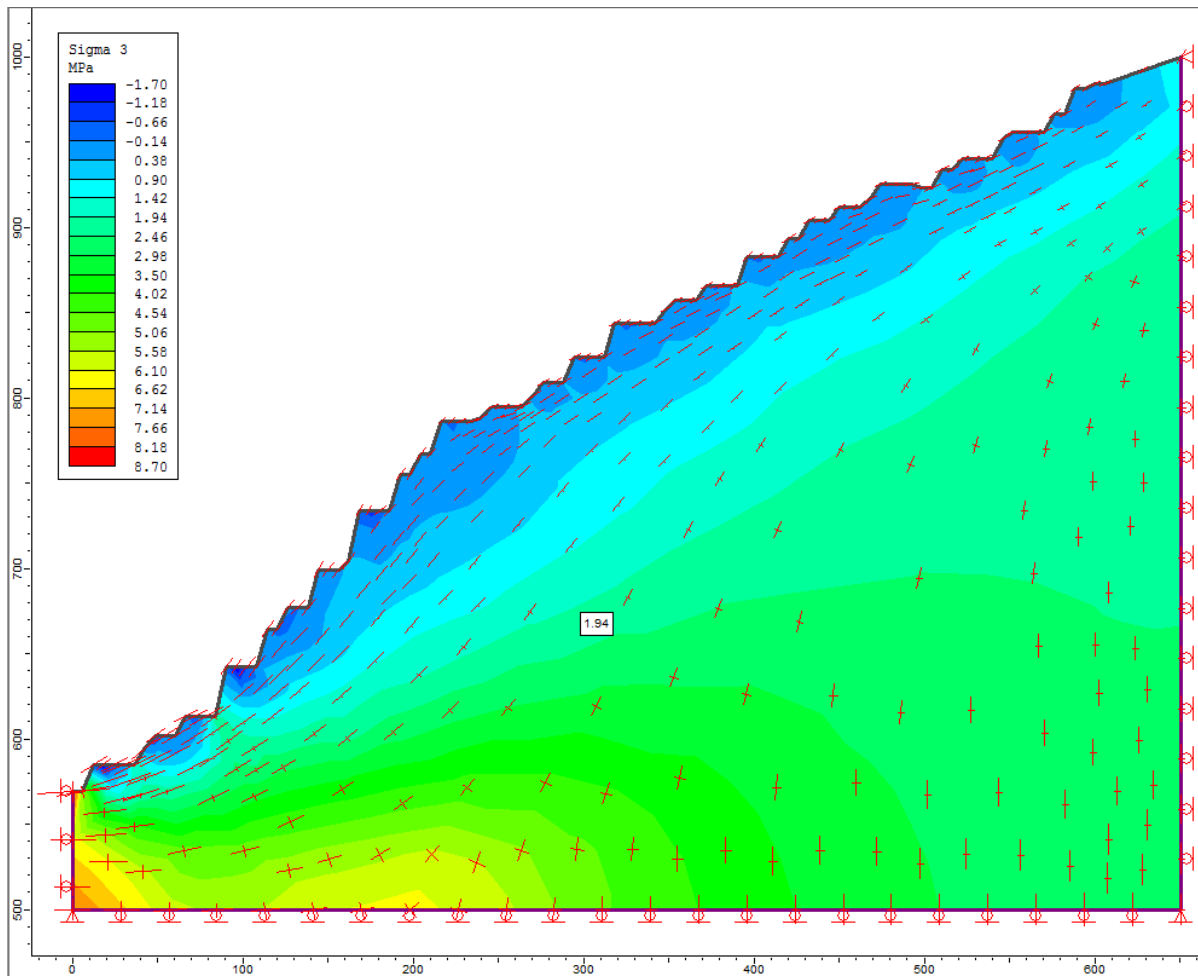
160050: Granitt



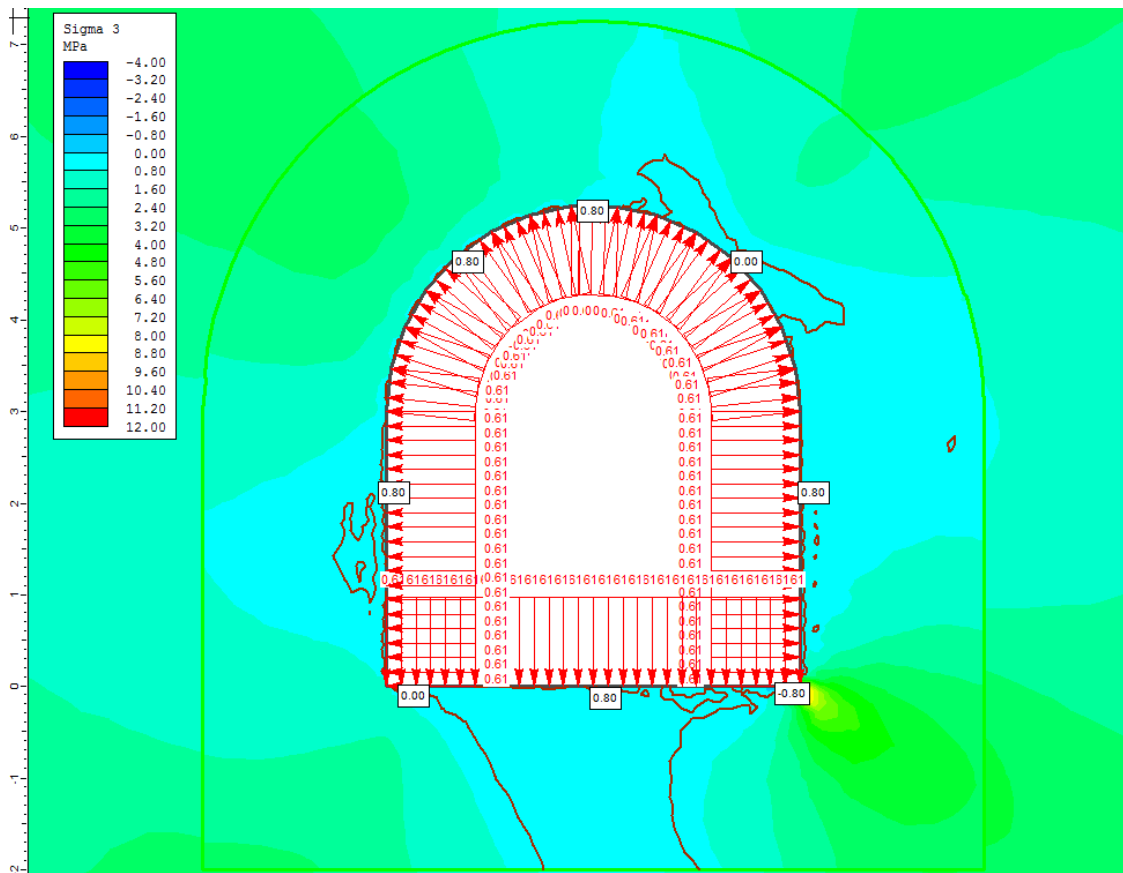
Figur F-2: Diffraktometer for Prøve S2.

## Vedlegg G: Numeriske analyser

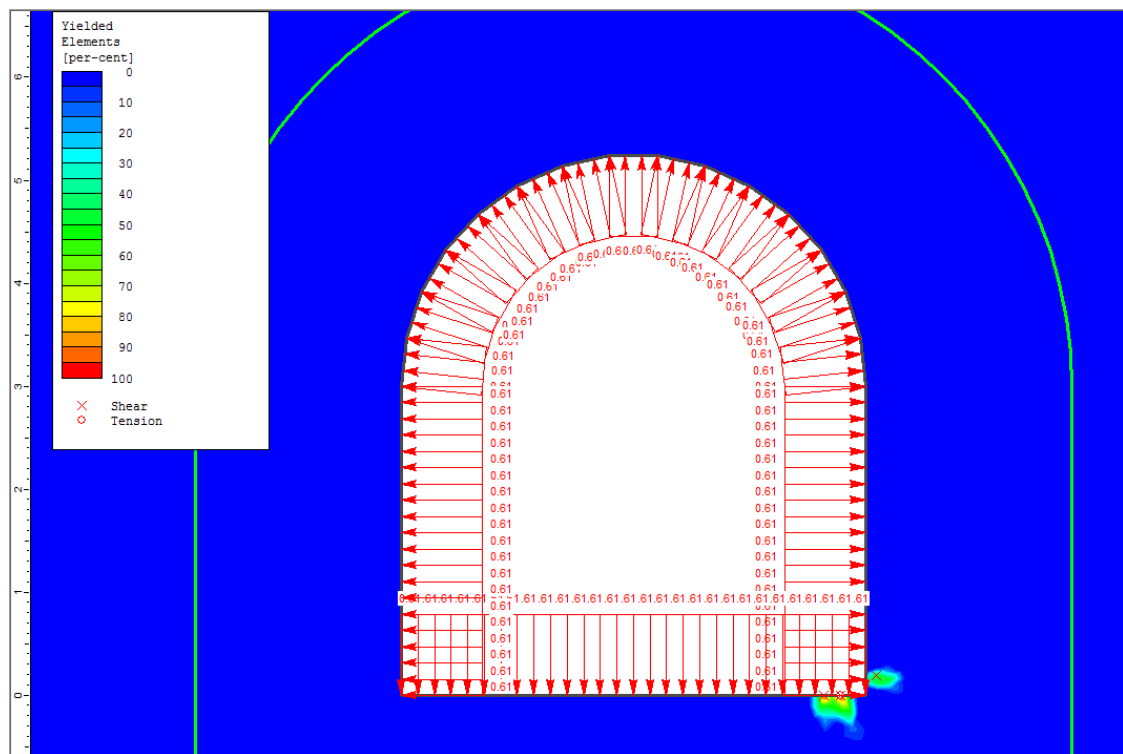
Vedlegg G-1: Snitt nummer 2. 160 meter fra tverrslag Rausdal.



Figur G-1: Spenninger i dalsiden.



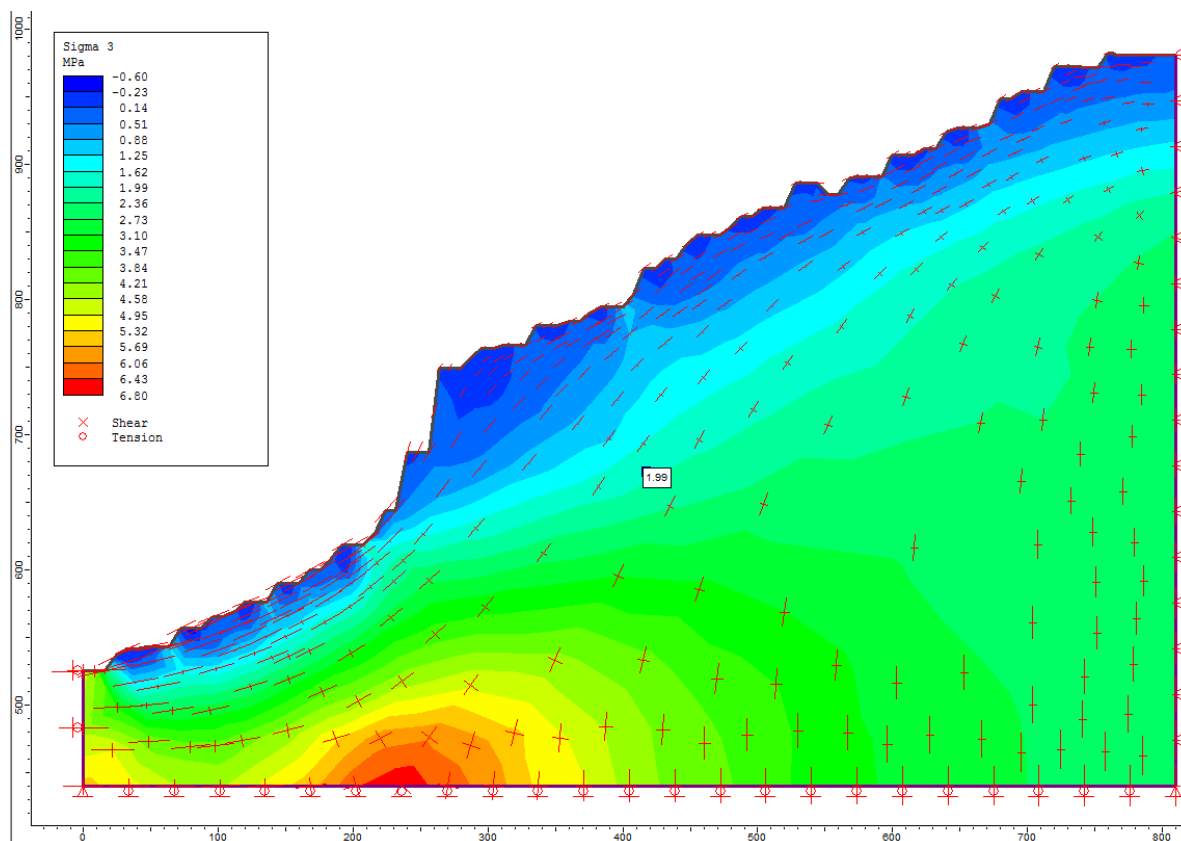
Figur G2: Minste hovedspenning rundt tunnelprofilen. Vanntrykket er 0,61 MPa.



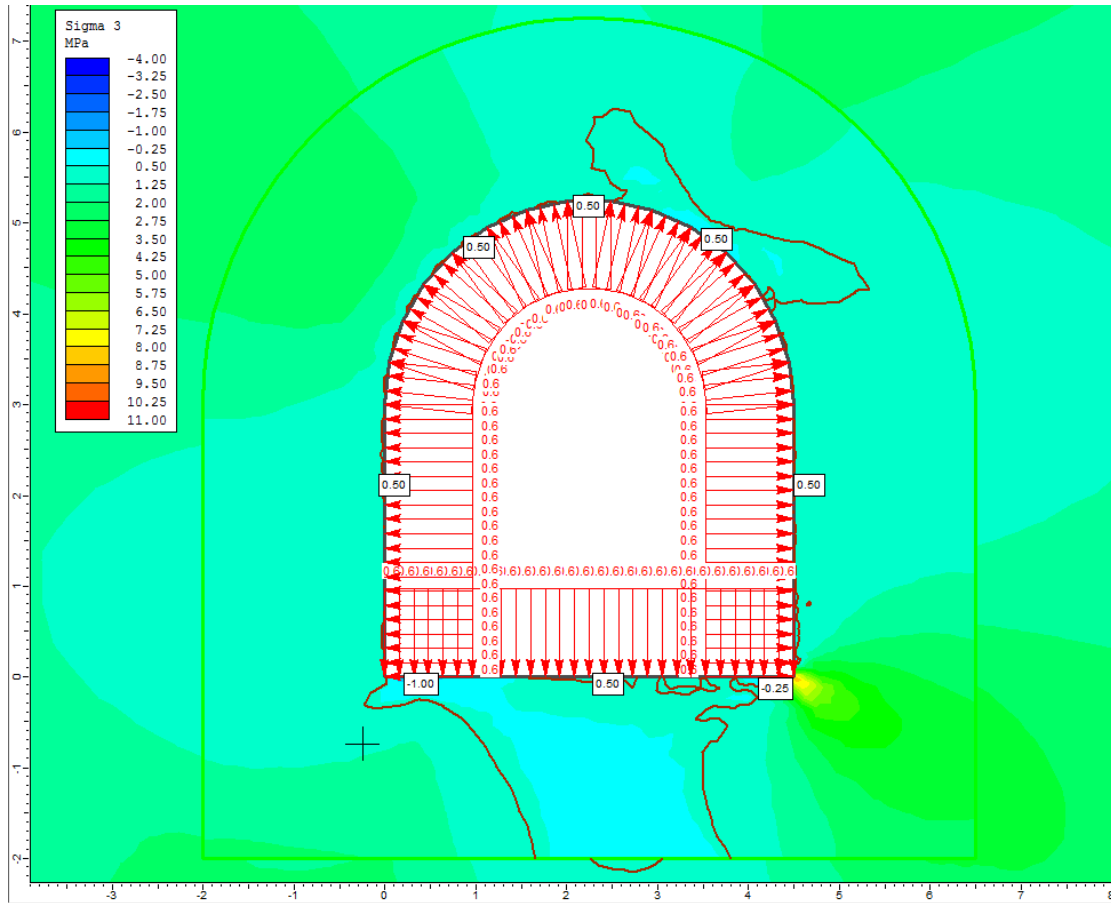
Figur G-3: Brudd element rundt tunnelprofilen.



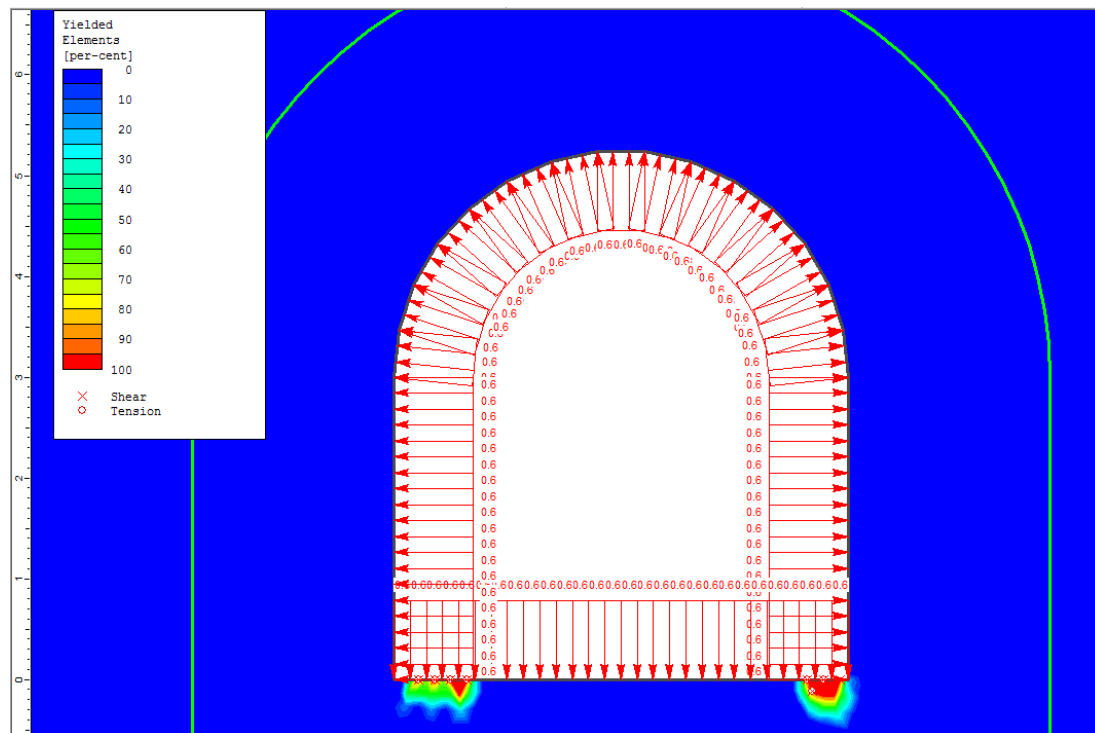
## Vedlegg G-2: Snitt nummer 3. 222 meter fra tverrslag Rausdal.



Figur G-4: Spenninger i dalsiden.

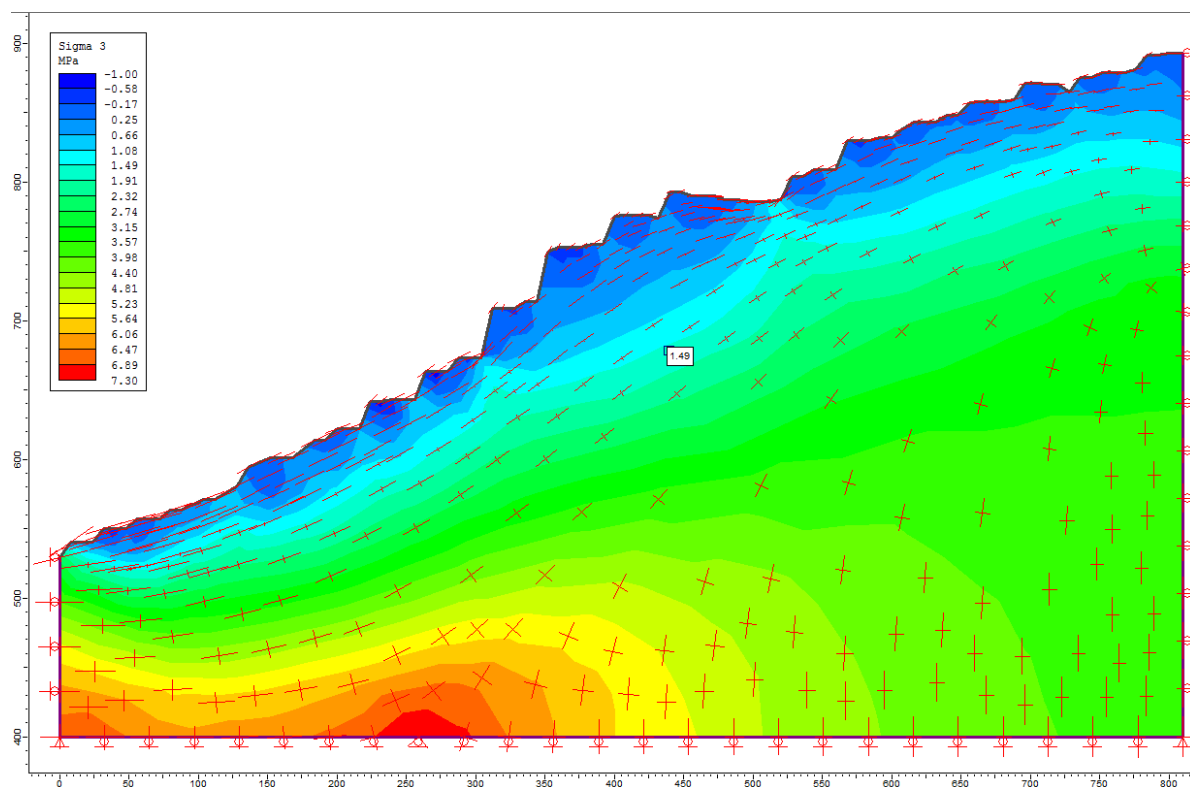


Figur G-5: Minste hovedspenning rundt tunnelprofilen. Vanntrykket er 0,60 MPa.

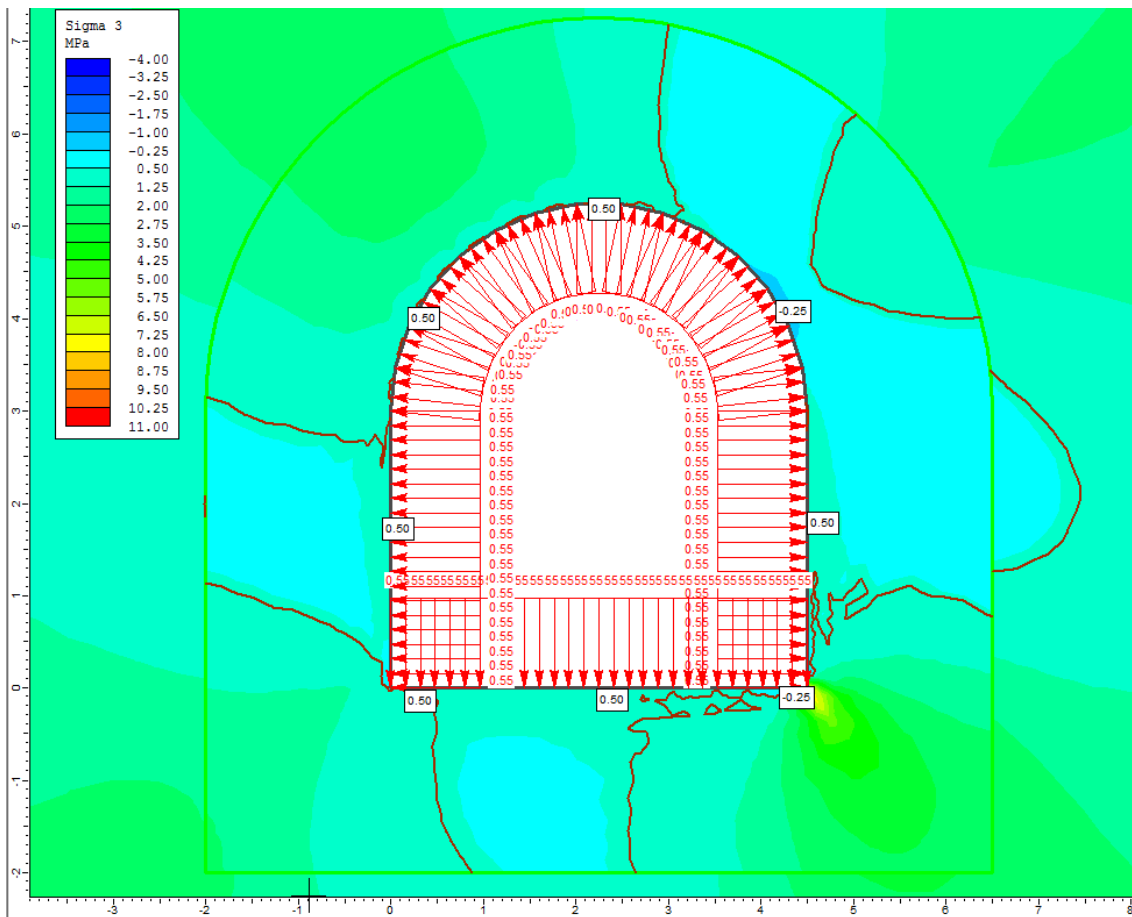


Figur G-6: Brudd element rundt tunnelprofilen.

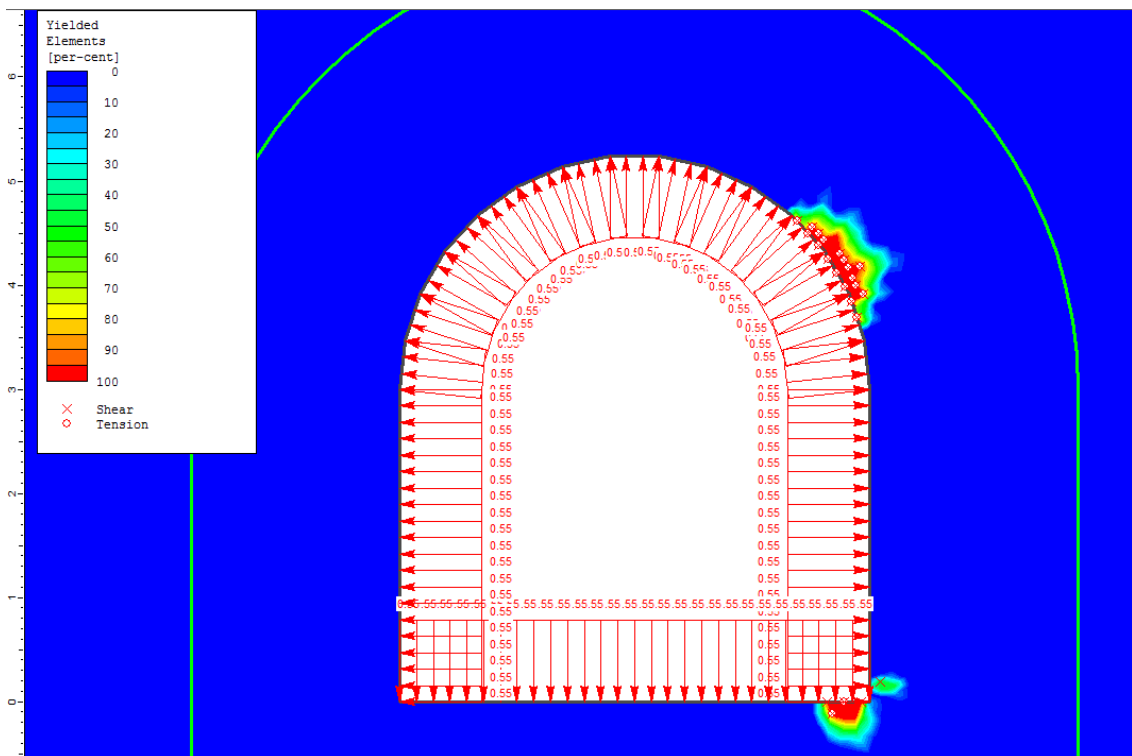
## Vedlegg G-3: Snitt nummer 4. 336 meter fra tverrslag Rausdal.



Figur G-7: Spenninger i dalsiden.



Figur G-8: Minste hovedspenning rundt tunnelprofilen. Vanntrykket er 0,55 MPa.



Figur G-9: Brudd element rundt tunnelprofilen.