

# Evaluering av hydraulisk splitting på Bjørnstokk kraftverk

**Snorre Anneson Ledsaak Solli**

Tekniske geofag

Innlevert: juni 2018

Hovedveileder: Krishna Kanta Panthi, IGP

Medveileder: Chhatra Bahadur Basnet, IGP

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for geovitenskap og petroleum





Your ref.: MS/N29T42/IGB/SSKKP

Date: 12.01.2018

**TGB4930 INGGEOL/BERGMEK - MSc thesis**  
**for**  
**Eng. geo. student Snorre Anneson Ledsaak Solli**

**EVALUATION ON THE HYDRAULIC SPLITTING AT BJØRNSTOKK HYDROPOWER  
PROJECT**

**Background**

Helgeland kraft is building five hydropower projects at Tosboth, which will enable to produce 130 GWh annual energy. Bjørnstokk Hydropower Project is one of these five projects where final stage installation work has been completed and the project is in commercial operation from the autumn 2017. During first stage of water filling, hydraulic splitting occurred at the lower end of the high-pressure headrace system, which led to the shifting of the transition zone between penstock pipe and the unlined pressure tunnel more upstream. In this connection, the candidate visited to the project with supervising professor to map the tunnel condition after hydraulic splitting incident. The candidate has carried out his project work with a major task on the collection of the information, and synthetization on the chronological events.

**MSc thesis task**

This MSc thesis is a continuation of the Project work and the candidate will further study on the theory related to in-situ stress, mechanical and engineering geological properties, design principles for the unlined pressure tunnels and shafts and carries out stability assessment and hydraulic splitting assessment at Bjørnstokk hydropower project with following MSc thesis task:

- Theoretical review on the in-situ stresses in the rock mass, stress measurement technique and rock mechanical properties.
- Review on the design principles for unlined / shotcrete lined pressure tunnels.
- Carry out laboratory testing of the rock samples from the case project covering mineralogy and rock mechanical properties.
- Discuss engineering geological aspects of the case project.

*Page: 1 of 2*

- 
- Carry out stability assessment along the pressure tunnel using both analytical and numerical modelling giving main focus on the hydraulic splitting.
  - Discuss the findings and conclude the work.

### **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 supervisors and collected by the candidate.
- The information provided by the professor about rock engineering and hydropower.
- Scientific papers and books related to international tunnelling cases.
- Literatures in rock engineering, rock support principles, rock mechanics and tunnelling.

### **Cooperating partner**

Helgeland Kraftverk and Sweco Trondheim are the co-operating partners. Mr. Tore Bjørnå-Hårvik from Helgeland Kraftverk and Mr. Asgeir Gylland from Sweco in Trondheim are the contact persons to get necessary project information. Mr. Chhatra Basnet will be the co-supervisor for the Msc thesis work.

The project work is to start on January 12, 2018 and to be completed by June 11, 2018.

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

January 12, 2018



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

---

*Denne er dedisert til min morfar.*



---

## Forord

Denne masteroppgaven skrev jeg ved Institutt for geovitenskap og petroleum (IGP) ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet i løpet av vårsemesteret 2018. Med oppgaven avsluttet jeg mitt femårige sivilingeniørstudium i Tekniske geofag (2013–2018) med spesialisering i Ingeniørgeologi og bergmekanikk.

Forarbeidet til masteroppgaven ble utført i form av et prosjektarbeid i løpet av høstsemesteret 2017. I denne sammenheng ble Bjørnstokk kraftverk befart i samarbeid med Krishna K. Panthi, Chhatra B. Basnet og Henki Ødegaard. Jeg konkluderte arbeidet med en prosjektoppgave med tittelen «Ingeniørgeologisk vurdering av vannveien på Bjørnstokk kraftverk».

Hovedveileder var Krishna K. Panthi, førsteamanuensis ved IGP. Jeg takker ham for lærerike diskusjoner og god veiledning gjennom arbeidet med oppgaven. Takk til medveileder Chhatra B. Basnet, stipendiat ved IGP, for en god innføring i og hjelp med numerisk modellering i RS<sup>2</sup>.

Takk til Tore B. Hårvik i Helgeland Kraft og Asgeir S. Gylland i Sweco som stilte til rådighet det nødvendige grunnlagsmaterialet. Også takk til Tore Hårvik som tok imot oss i Tosbotn og ga oss tilgang til Bjørnstokk kraftverk.

Takk til Gunnar Vistnes, Laurentius Tjihuis og Torill Sørlokk ved NTNU som bidro til gjennomføringen av laboratorieforskningene.

Takk til min gode barndoms- og teltturkamerat Nikolai Vike for korrekturlesing og innspill.

Trondheim, 8. juni 2018



---

Snorre Solli

---



---

## Sammendrag

Bruken av uforede trykktunneler og -sjakter har en nesten 100 år lang historie i Norge. Dette har bidratt til utviklingen av designkriterier, kjent som norske tommelfingerregler. Hovedutfordringene ved uforede trykktunneler er relatert til hydraulisk splitting og jekking. Begge deler kan forekomme når minste hovedspenning i bergmassen omkring tunnelen er mindre enn vanntrykket. Splitting defineres som initieringen av bruddanelse. Jekking defineres som utvidelse av allerede eksisterende sprekker. Det er følgelig jekking som medfører lekkasjer fra uforede trykktunneler. Tidligere caser viser at det er vel så viktig å tilfredsstille tommelfingerreglene som å vurdere ingeniørgeologiske forhold og spenningsbildet for å oppnå et trygt tunneldesign.

Betongproppen i vannveien på Bjørnstokk kraftverk i Brønnøy kommune ble plassert i henhold til tommelfingerreglene og en sikkerhetsfaktor på 1,3, som normalt sikrer tilstrekkelig innspenning for å unngå splitting og jekking. Stabilitetsproblemer inntraff allikevel i den uforede trykktunnelen ved første og andre vannfylling. Problemene skyldtes hydraulisk splitting og jekking. For å sikre et trygt design, ble plasseringen av proppen revidert i henhold til målinger av minste hovedspenning. Stabilitetsproblemer har ikke forekommet siden.

Målet med denne studien er å vurdere de geologiske og ingeniørgeologiske forholdene og tunnelstabiliteten, herunder potensialet for hydraulisk splitting og jekking. Vurderingene gjøres analytisk og numerisk. De analytiske vurderingene baseres på anvendelse av tommelfingerreglene. Metoden tar ikke hensyn til topografisk og tektonisk påvirkning på spenningsforholdene. Numerisk modellering i  $RS^2$  benyttes derfor for å kontrollere kravet til minste hovedspenning. Studien er begrenset av kvaliteten på metodene, idet enkelte parametre ikke nødvendigvis representerer de faktiske forholdene.

Årsakene til splitting og jekking er avspenning, på grunn av bratt topografi og en dalsideparallel svakhetsone, og et ugunstig orientert sprekkesett som er utsatt for jekking. Tommelfingerreglene er tilfredsstilt med en sikkerhetsfaktor på 1,3. De numeriske analysene gir en sikkerhetsfaktor for minste hovedspenning på omtrent 1,5–3. Disse resultatene viser at hydraulisk splitting og jekking ikke skal forekomme i den opprinnelige uforede trykktunnelen. Avspenning, overestimerte bergmasseparametre og ikke representative spenningsdata er noen av årsakene til at resultatene fra de analytiske vurderingene og numeriske analysene ikke er i samsvar med de faktiske forholdene.

---

---

## Abstract

Unlined pressure tunnels and shafts have been applied in Norwegian hydropower projects for almost a century. This has provided a basis for the development of design criteria, known as the Norwegian rules of thumb. The main challenges in the application of unlined pressure tunnels are related to hydraulic splitting and jacking. Both can occur when the water pressure exceeds the minor principal stress in the rock mass surrounding the tunnel. Splitting is defined as the fracture initiation. Jacking is defined as the opening of pre-existing fractures. Thus jacking may cause leakages from unlined pressure tunnels. Failure cases show that it is equally important to fulfil the rules of thumb as it is to assess the engineering geological conditions and the stress state to achieve a safe design.

The concrete plug in the waterway at Bjørnstokk Hydropower Station in Brønnøy municipality was positioned according to the rules of thumb and a factor of safety of 1.3, that normally will provide sufficient confinement to avoid splitting and jacking. Nevertheless, failure occurred in the unlined pressure tunnel following the first and second water filling. The problems were due to hydraulic splitting and jacking. To achieve a safe design, the placement of the concrete plug was revised according to measurements of the minor principal stress. Since that, failure has not occurred.

The aim of this study is to assess the geological and engineering geological conditions and the tunnel stability, as well as the potential for hydraulic splitting and jacking. The assessments are carried out analytically and numerically. The analytical assessments are based on the application of the rules of thumb. The method does not take into account the topographic and tectonic influence on the stress state. Numerical modelling in RS<sup>2</sup> is thus used to control the requirement for the minor principal stress. The study is limited by the quality of the methods in that some parameters do not necessarily represent the actual conditions.

The splitting and jacking were caused by destressing, due to steep topography and a weakness zone parallel to the valley, and an unfavourably oriented joint set that was exposed to jacking. The rules of thumb is fulfilled by a factor of safety of 1,3. The numerical analyses give a factor of safety for the minor principal stress of about 1,5–3. These results show that hydraulic splitting and jacking shall not occur in the original unlined pressure tunnel. Destressing, overestimated rock mass parameters, and unrepresentative stress data are some of the causes for the results of the analytical assessments and the numerical models not to be in accordance with reality.

---

# Innholdsfortegnelse

<b>Prosjektbeskrivelse</b>	<b>i</b>
<b>Forord</b>	<b>v</b>
<b>Sammendrag</b>	<b>vii</b>
<b>Abstract</b>	<b>ix</b>
<b>Innholdsfortegnelse</b>	<b>xvi</b>
<b>Tabelliste</b>	<b>xix</b>
<b>Figurliste</b>	<b>xxv</b>
<b>Forkortelser</b>	<b>xxvi</b>
<b>1 INNLEDNING</b>	<b>1</b>
1.1 Bakgrunn . . . . .	1
1.1.1 Vannkraft i Norge . . . . .	1
1.1.2 Uforede trykktunneler og -sjakter . . . . .	2
1.1.3 Stabilitetsproblemene på Bjørnstokk kraftverk . . . . .	3
1.2 Formål og omfang . . . . .	3
1.3 Metode . . . . .	4
1.4 Begrensninger . . . . .	4
1.5 Korrigering av terminologi . . . . .	4
<b>2 EGENSKAPER VED INTAKT BERG OG BERGMASSER</b>	<b>5</b>
2.1 Introduksjon . . . . .	5
2.2 Bergmekaniske egenskaper ved intakt berg . . . . .	6

2.2.1	Intakt bergs styrke . . . . .	6
2.2.2	Intakt bergs elastisitet . . . . .	7
2.3	Bergmassekvalitet . . . . .	8
2.3.1	Bergmassestyrke . . . . .	8
2.3.2	Deformasjonegenskaper ved bergmasser . . . . .	9
2.3.3	Styrkeanisotropi . . . . .	10
2.3.4	Diskontinuiteter . . . . .	10
2.3.5	Forvitring og omvandling . . . . .	13
2.4	Grunnvann . . . . .	13
2.4.1	Lekkasjeproblemer . . . . .	14
<b>3</b>	<b>BERGSPENNINGER OG SPENNINGSMÅLINGER</b>	<b>15</b>
3.1	Introduksjon . . . . .	15
3.2	In situ-spenninger . . . . .	15
3.2.1	Komponenter i det naturlige spenningsfeltet . . . . .	15
3.3	Spenningsfordeling rundt tunneler . . . . .	18
3.4	Spenningsrelaterte stabilitetsproblemer – strekkbrudd . . . . .	20
3.4.1	Hydraulisk splitting . . . . .	20
3.4.2	Hydraulisk jekking . . . . .	21
3.5	Metoder for spenningsmåling . . . . .	21
3.5.1	Todimensjonal overcoring: «Doorstopper»-metoden . . . . .	21
3.5.2	Tredimensjonal overcoring . . . . .	22
3.5.3	Hydraulisk splitting . . . . .	25
<b>4</b>	<b>DESIGN AV VANNKRAFTTUNNELER</b>	<b>29</b>
4.1	Generell prosedyre for prosjektering av bergrom . . . . .	29
4.2	Den tidlige utviklingen . . . . .	30
4.3	Design av uforede trykktunneler og -sjakter . . . . .	32
4.3.1	Krav til geologiske forhold . . . . .	32
4.3.2	Krav til overdekning . . . . .	33
4.3.3	Hovedutfordringer . . . . .	35
4.4	Moderne design . . . . .	36
<b>5</b>	<b>GJENNOMGANG AV CASER</b>	<b>37</b>
5.1	Introduksjon . . . . .	37
5.2	Herlandsfoss kraftverk, Hordaland (1919) . . . . .	37
5.2.1	Geologiske og ingeniørgeologiske forhold . . . . .	37
5.2.2	Stabilitetsproblemer og utbedringer . . . . .	38

5.2.3	Årsaker . . . . .	39
5.3	Fossmark kraftverk, Hordaland (1989) . . . . .	40
5.3.1	Geologiske og ingeniørgeologiske forhold . . . . .	40
5.3.2	Stabilitetsproblemer og utbedringer . . . . .	40
5.3.3	Årsaker . . . . .	41
5.3.4	Sammenligning med FKRV . . . . .	42
5.4	Upper Tamakoshi Hydroelectric Project, Nepal (2018) . . . . .	42
5.4.1	Geologi . . . . .	42
5.4.2	Designutfordringer . . . . .	42
5.4.3	Vurdering . . . . .	44
<b>6</b>	<b>LABORATORIETESTING</b>	<b>45</b>
6.1	Introduksjon . . . . .	45
6.2	Metoder . . . . .	45
6.2.1	Prøvepreparering . . . . .	46
6.2.2	Beregning av tetthet . . . . .	46
6.2.3	Måling av lyd hastighet . . . . .	46
6.2.4	Enaksial trykktest . . . . .	47
6.2.5	Brasilianertesten . . . . .	48
6.2.6	Mineralogisk undersøkelse med XRD-analyse . . . . .	49
6.3	Resultater . . . . .	49
6.3.1	Fysiske og mekaniske egenskaper . . . . .	49
6.3.2	Mineralogi . . . . .	50
6.4	Diskusjon av resultater . . . . .	50
6.5	Konkluderende bemerkninger . . . . .	51
<b>7</b>	<b>CASE: BJØRNSTOKK KRAFTVERK, BRØNNØY</b>	<b>53</b>
7.1	Introduksjon . . . . .	53
7.2	Beskrivelse av kraftverk . . . . .	54
7.2.1	Generelt . . . . .	54
7.2.2	Vannstand ved inntak . . . . .	54
7.2.3	Vannveien . . . . .	55
7.3	Stabilitetsproblemer og endring i design . . . . .	56
7.3.1	Plassering av betongpropp . . . . .	56
7.3.2	Hendelsesforløp ved 1. og 2. vannfylling . . . . .	56
7.3.3	Endring i design: ny plassering av betongpropp . . . . .	57
7.4	Regionalgeologi . . . . .	58
7.5	Geologiske og ingeniørgeologiske forhold . . . . .	59

7.5.1	Bergarter og bergartsfordeling . . . . .	59
7.5.2	Topografi . . . . .	60
7.5.3	Spennings situasjon . . . . .	60
7.5.4	Løsmasser . . . . .	61
7.5.5	Oppsprekning . . . . .	61
7.5.6	Svakhets soner . . . . .	63
7.5.7	Hydrogeologi . . . . .	63
7.5.8	Bergmassekvalitet . . . . .	64
7.6	Sikring av opprinnelig trykktunnel . . . . .	64
<b>8</b>	<b>GJENNOMGANG AV STABILITETSANALYSE</b>	<b>65</b>
8.1	Bergmasseklassifisering . . . . .	65
8.1.1	GSI . . . . .	65
8.1.2	Sammenhengen mellom Q-verdien, RMR og GSI . . . . .	65
8.2	Bruddkriterier . . . . .	66
8.2.1	Mohr-Coulomb . . . . .	66
8.2.2	Hoek & Brown . . . . .	67
8.2.3	Forholdet mellom Mohr-Coulomb og Hoek-Brown . . . . .	68
8.3	Analytiske metoder . . . . .	69
8.3.1	Programvare . . . . .	70
8.4	Numerisk modellering . . . . .	70
8.4.1	Endelig element-metoden . . . . .	71
8.4.2	Programvare . . . . .	71
8.5	Konkluderende bemerkninger . . . . .	72
<b>9</b>	<b>STABILITETSANALYSE</b>	<b>73</b>
9.1	Generelt . . . . .	73
9.2	Analytisk vurdering . . . . .	74
9.2.1	Generering av tverrsnitt . . . . .	74
9.2.2	Inndata og beregninger . . . . .	74
9.2.3	Resultater . . . . .	75
9.3	Numerisk modellering . . . . .	75
9.3.1	Oppsett . . . . .	76
9.3.2	Inndata . . . . .	77
9.3.3	Resultater . . . . .	80
<b>10</b>	<b>DISKUSJON</b>	<b>83</b>
10.1	Geologiske og ingeniørgeologiske forhold . . . . .	83



---

10.1.1	Bergarter . . . . .	83
10.1.2	Spenningsforhold . . . . .	83
10.1.3	Oppsprekning . . . . .	83
10.1.4	Svakhetssoner . . . . .	84
10.1.5	Hydrogeologi . . . . .	84
10.1.6	Bergmassekvalitet . . . . .	84
10.2	Vurdering av krav til sikkerhetsfaktorer på 1,3 . . . . .	85
10.3	Stabilitetsvurdering . . . . .	85
10.4	Analysemetodenes anvendbarhet . . . . .	86
10.4.1	Analytiske vurderinger . . . . .	86
10.4.2	Numerisk modellering . . . . .	86
<b>11</b>	<b>KONKLUSJON OG ANBEFALING</b>	<b>89</b>
11.1	Konklusjon . . . . .	89
11.2	Anbefaling av videre arbeid . . . . .	90
	<b>Referanser</b>	<b>91</b>
	<b>Vedlegg</b>	<b>97</b>
<b>A</b>	<b>Standardtabeller</b>	<b>97</b>
A.1	Klassifikasjon . . . . .	97
A.2	Q-systemet (NGI, 2015) . . . . .	98
A.3	Forstyrrelsesfaktor D (Hoek, 2000) . . . . .	103
A.4	GSI (Palmström og Stille, 2010) . . . . .	104
A.5	Hoek & Brown-konstanten $m_i$ (Marinos og Hoek, 2000) . . . . .	105
<b>B</b>	<b>Data fra laboratorieforsøk</b>	<b>107</b>
<b>C</b>	<b>Dokumenter, tegninger og data relatert til BKR</b>	<b>117</b>
<b>D</b>	<b>Data fra analytisk vurdering</b>	<b>127</b>
D.1	Tverrsnitt pr. 300–700 . . . . .	127
D.2	Inndata og resultater . . . . .	137
<b>E</b>	<b>Numerisk modellering</b>	<b>139</b>
E.1	Inndata . . . . .	139
E.2	Resultater . . . . .	142
E.2.1	Tverrsnitt 300 . . . . .	142
E.2.2	Tverrsnitt 350 . . . . .	143

---

---

E.2.3	Tverrsnitt 400 . . . . .	145
E.2.4	Tverrsnitt 450 . . . . .	146
E.2.5	Tverrsnitt 500 . . . . .	148
E.2.6	Tverrsnitt 550 . . . . .	149
E.2.7	Tverrsnitt 600 . . . . .	151
E.2.8	Tverrsnitt 650 . . . . .	152

# Tabeller

4.1	Rater for vannfylling og tømming av uforede tunneler (Palmström og Broch, 2017). . . . .	35
6.1	Beskrivelse av prøvetaking av bergarter. . . . .	45
6.2	Fysiske og mekaniske egenskaper ved P-RT og P-SS. Gjennomsnitt og standardavvik er beregnet for hver parameter. . . . .	50
6.3	Mineralogisk sammensetning av P-RT og P-SS. . . . .	50
7.1	Grunnlagsmateriale for casestudie. Offentlige dokumenter er markert med <i>off.</i> .	53
7.2	Data: produksjon og hydrauliske forhold (NVE, u.å.). . . . .	54
7.3	Vannstand (Baar og Sørli, 2014). . . . .	55
7.4	Oversikt over vannvei, tilpasset etter Baar og Sørli (2014). . . . .	55
7.5	Hendelsesforløp fra 1. vannfylling til inspeksjonen 19. april 2016 (Garshol, 2016; Helgeland Kraft, 2016a). . . . .	57
7.6	Resultater fra kontrollmålinger med hydraulisk splitting (Jacobsen og Gylland, 2016). . . . .	58
7.7	Resultater fra LVDT-målinger. Elastisitetsmodul ( $E$ ) og Poissons forhold ( $\nu$ ) ble bestemt ved laboratorieforsøk og brukt til å bestemme størrelsene på spenningene (Jacobsen og Gylland, 2016). . . . .	60
7.8	Hovedsprekkesett i området mellom påhugg og betongpropp. . . . .	62
7.9	Q-verdier (Kartleggingsskjema, 2015). . . . .	64
9.1	Inndata. . . . .	75
9.2	Verdier benyttet for spenningsparametre i RS2 (C. B. Basnet, 2018, personlig veiledning). . . . .	78
9.3	Materialparametre for GD- og SS-sonen. . . . .	79

A.1	Klassifisering av enaksial kompresjonsstyrke ( $\sigma_c$ ) etter ISRM (Nilsen og Palmström, 2000). . . . .	97
A.2	Klassifisering av bergmassekvalitet ut ifra GSI (Nilsen og Broch, 2012). . . . .	97
A.3	Klassifisering av bergmassekvalitet ut ifra Q-verdi (NGI, 2015). . . . .	98
B.1	Dimensjoner, masse, gangtid og metningsgrad. . . . .	107
B.2	Tetthet, lydshastighet og resultater fra enaksial trykktest (P-RT og P-SS). Underkjente resultater, markert i rødt, er ikke tatt med i beregning av gjennomsnitt og standardavvik. . . . .	110
B.3	Dimensjoner, metning og resultater fra brasilianertest (P-RT). . . . .	111
B.4	Dimensjoner, metning og resultater fra brasilianertest (P-SS). Underkjente resultater, markert i rødt, er ikke tatt med i beregning av gjennomsnitt og standardavvik. . . . .	113
C.1	Sprekkekarakteristikker. Data fra kartlegging 9–10. november 2017. «SH» betyr at sprekken strekker seg fra såle til heng. Oppdatert etter Solli (2017). . . . .	121
D.1	Høyde ved såle ( $z_s$ ), statisk fallhøyde ( $H$ ), terrenghøyde ( $z_t$ ) og tetthet for intakt berg ( $\rho$ ). . . . .	137
D.2	Tunnelhelning ( $\alpha$ ), beregnet vertikal overdekning ( $h$ ), vertikal overdekning fra tverrsnitt ( $h_t$ ), krav til vertikal overdekning ( $h_k$ ), sikkerhetsfaktor for vertikal overdekning ( $FS_h$ ), terrenghelning fra tverrsnitt ( $\beta_t$ ), korteste avstand til overflaten ( $L_t$ ), krav til korteste avstand til overflaten ( $L_k$ ) og sikkerhetsfaktor for korteste avstand til overflaten ( $FS_L$ ). . . . .	137
E.1	Poissons forhold ( $\nu$ ), spenningsforholdet ( $K_2$ ), største horisontalspenning ( $\sigma_H$ ), minste horisontalspenning ( $\sigma_h$ ), tetthet for intakt berg ( $\rho$ ), vertikal overdekning ( $h$ ) og teoretisk vertikalspenning ( $\sigma_v$ ). De gule markeringene indikerer hvilke verdier som er hentet fra, eller beregnet ut ifra, data fra grunnlagsmaterialet. . . . .	139
E.2	Spenninger: Vinkel mellom minste horisontalspenning og tverrsnitt ( $\alpha$ ), normalspenning på tverrsnitt ( $\sigma_\perp$ ), spenning parallelt med tverrsnitt ( $\sigma_\parallel$ ), tektonisk komponent av normalspenning på tverrsnitt ( $\sigma_{\perp\text{tec}}$ ) og tektonisk komponent av spenning parallelt med tverrsnitt ( $\sigma_{\parallel\text{tec}}$ ). De gule markeringene indikerer hvilke verdier som er hentet fra, eller beregnet ut ifra, data fra grunnlagsmaterialet. . . . .	140
E.3	Bergmassekvalitet: Q-verdi, «Rock mass rating» (RMR), «Geological strength index» (GSI) og rest-GSI ( $GSI_r$ ). De gule markeringene indikerer hvilke verdier som er hentet fra, eller beregnet ut ifra, data fra grunnlagsmaterialet. . . . .	140

---

E.4	Bergmasseparametre for GD: Hoek-Brown-konstantene ( $m_b, s, a$ ), deformasjonsmodul ( $E_m$ ), rest-Hoek-Brown-konstantene ( $m_r, s_r, a_r$ ), rest-deformasjonsmodul ( $E_{m,r}$ ) og «dilation» ( $d$ ). . . . .	141
E.5	Bergmasseparametre for SS: Hoek-Brown-konstantene ( $m_b, s, a$ ), deformasjonsmodul ( $E_m$ ), rest-Hoek-Brown-konstantene ( $m_r, s_r, a_r$ ), rest-deformasjonsmodul ( $E_{m,r}$ ) og «dilation» ( $d$ ). . . . .	141

---

# Figurer

1.1	Utforming av vannkraftverk frem til 1950, tilpasset etter Broch (1982). . . . .	1
1.2	Maksimal statisk fallhøyde for uforede trykktunneler i Norge (Panthi og Basnet, 2016). . . . .	2
2.1	Plott av aksial spenning ( $\sigma$ ) mot aksial tøyning ( $\epsilon$ ) for en sylindrisk bergartsprøve som utsettes for en enaksial spenning $\sigma$ (Hudson og Harrison, 2000). . . . .	6
2.2	Plott av spenning ( $\sigma$ ) mot skjærstyrke ( $\tau$ ): Mohr-Coulomb-bruddkriteriet for treaksialforsøk med Mohrs omhyllingskurve indikert. Tilpasset etter Hudson og Harrison (2000). . . . .	7
2.3	Prøvestørrelsens påvirkning på intakt bergs styrke (Hoek, 2007). . . . .	9
2.4	Plott av enaksial trykkfasthet ( $\sigma_{ci}$ ) mot vinkel ( $\beta$ ) på skifrihetsplan, tilpasset etter Panthi (2006). . . . .	10
2.5	Typer av diskontinuiteter etter størrelse (Palmström og Stille, 2010). . . . .	11
2.6	Skjematisk illustrasjon av karakteristikk ved diskontinuiteter, modifisert etter Hudson og Harrison (2000). . . . .	11
2.7	Hovedgrupper av svakhetssoner. Høyre: Svake materialer eller forkastning med skarp overgang til tilstøtende bergmasse. Venstre: Knusningssone med gradvis overgang. Tilpasset etter Palmström og Stille (2010). . . . .	12
2.8	Venstre: Plott av forvitningsgrad mot trykkfasthet. Høyre: Prosentvis styrkereduksjon (Panthi, 2006). . . . .	13
3.1	Verdensomspennende in situ-spenningsdata. Forholdet ( $k$ ) mellom gjennomsnittlig horisontalspenning og vertikalspenning som funksjon av dybde ( $z$ ) (Hudson og Harrison, 2000) . . . . .	17
3.2	Topografiens påvirkning på orienteringen av hovedspenningene (Li og Holt, 2008). . . . .	17
3.3	Spenningsgenererende mekanismer i Fennoskandia (Stephansson, 1993). . . . .	18

3.4	Venstre: Spenningsfelt i bergmassen rundt en sirkulær åpning. Høyre: Fordeling av tangential- ( $\sigma_\theta$ ) og radialspenninger ( $\sigma_R$ ) under elastiske og ikke-elastiske forhold (Panthi, 2006). . . . .	19
3.5	Trykkforløpet ved hydraulisk splitting og hydraulisk jekking (K. K. Panthi, 2017, personlig veiledning). . . . .	20
3.6	Prosedyre for todimensjonal overcoring ved bruk av doorstopper, tilpasset etter Li og Holt (2008). . . . .	22
3.7	Prosedyren for tredimensjonal overcoring ved bruk av NTNU/SINTEF-3D-cellen, tilpasset etter Li (2015, 2016b). . . . .	23
3.8	Illustrasjon av biaksialcellen for testing av hul kjerne og bestemmelse av elastiske parametre, tilpasset etter Li (2016b). . . . .	24
3.9	Prinsippskisse av utstyr for hydraulisk splitting: splitteutstyr (steg 1) og avtrykkspakker (steg 2). Tilpasset etter Li (2016b). . . . .	25
3.10	Typisk registrering av trykk mot tid for hydraulisk splitting i granitt (Li, 2015). . . . .	26
4.1	Sprekkerose med strøkretninger og gunstigste orientering av bergrom (Nilsen og Broch, 2012). . . . .	30
4.2	Figuren indikerer hvor bergtrykksproblemer oppstår i et bergrom som følge av retningene på hovedspenningene, tilpasset etter Panthi (2017). . . . .	30
4.3	Generell utforming av vannkraftverk fra 1960, tilpasset etter Palmström og Broch (1980) og Panthi og Basnet (2016). . . . .	31
4.4	Generell utforming av vannkraftverk fra 1975, tilpasset etter Palmström og Broch (1980). . . . .	31
4.5	Illustrasjon relatert til de norske tommelfingerreglene (Basnet og Panthi, 2018). . . . .	33
4.6	Prosjekter med uforede trykktunneler og -sjakter plottet i henhold til dalsidehelling ( $\beta$ ) og forholdet ( $L/H$ ) mellom korteste avstand til overflaten og vertikal overdekning (Panthi og Basnet, 2016). . . . .	34
4.7	Illustrasjon av mulige lekkasjer gjennom en uforet/sprøytebetongfôret tunnel (Panthi og Nilsen, 2008). . . . .	35
4.8	Lengdeprofil av et vannkraftverk (med uforet vannvei) i området rundt kraftstasjonen (Broch, 1982). . . . .	36
5.1	Herlandsfoss kraftverk: lengdeprofil og bruddlokalitet (Basnet og Panthi, 2018). . . . .	38
5.2	Herlandsfoss kraftverk: grunnvannsspeil (GWT), $\sigma_3$ i MPa, maksimalt statisk vannnivå (Basnet og Panthi, 2018). . . . .	39
5.3	Fossmark kraftverk: stereografisk projeksjon og lengdeprofil (Basnet og Panthi, 2018). . . . .	40



5.4	Fossmark kraftverk: grunnvannsspeil (GWT), $\sigma_3$ i MPa, maksimalt statisk vannivå (Basnet og Panthi, 2018). . . . .	41
5.5	Geologisk kart over Upper Tamakoshi-prosjektet (Panthi og Basnet, 2017). . .	43
5.6	Lengdeprofil av design FS-2005 (Panthi og Basnet, 2017). . . . .	43
5.7	Lengdeprofil av design DD-2008 (Panthi og Basnet, 2017). . . . .	44
5.8	Lengdeprofil av design REV-2014 (Panthi og Basnet, 2017). . . . .	44
6.1	Bergartsprøver etter uttak av sylinderkjerner (foto: Snorre Solli). . . . .	46
6.2	Prinsipp for måling av P-bølgehastighet gjennom borkjerne, tilpasset etter Nilsen og Broch (2012). . . . .	47
6.3	Prinsippskisse av enaksial trykktest av en borkjerne. Kjernen, som utsettes for en last $P$ , forkortes med $\Delta L$ aksialt og forlenges med $\Delta D$ radially. Aksial og radial (tverr-) tøyning er da gitt som vist når henholdsvis opprinnelig lengde ( $L$ ) og diameter ( $D$ ) er kjent (Nilsen og Broch, 2012). . . . .	48
6.4	Prinsippskisse av brasilianertesten. Pilen indikerer belastningsretning (Li, 2016a).	49
6.5	Resultater fra enaksial trykktest på borkjernene B1–B4 (P-RT) og C1–C4 (P-SS). Kjernene er skalert i forhold til hverandre (foto: Snorre Solli). . . . .	50
7.1	Lokalitet. Traseen for tunnelsystemet er markert med svart stripe. Inntak og kraftstasjon er i henholdsvis nordlig og sørlig tunnelende. Kartgrunnlag: <a href="http://www.norgeskart.no">www.norgeskart.no</a> .	54
7.2	Lengdeprofil med profiler horisontalt og koter vertikalt, tegnet etter Sweco (2013).	55
7.3	Tunneldimensjoner, tilpasset etter Sweco (2013). . . . .	56
7.4	Berggrunnskart over midtre deler av Norge, tilpasset etter NGU (2018b). . . . .	58
7.5	Geologisk lengdeprofil, oppdatert etter Solli (2017). . . . .	59
7.6	Orientering av horisontalspenninger over tunneltraseen, tilpasset etter Jacobsen og Gylland (2016). . . . .	61
7.7	(a) Sprekkerose for strøk- og fallmålinger mellom påhugg og betongpropp, oppdatert etter Solli (2017). (b) Bildet (tatt mot NV) viser trolig det flattliggende sprekkesettet J2 ved påhugg, tilpasset etter Opsal (2013). . . . .	62
7.8	Venstre: Hydraulisk splitting av intakt berg (foto: Snorre Solli). Høyre: Sprekk i sprøytebetong (foto: Chhatra B. Basnet). . . . .	63
7.9	Antatt forløp og mektighet på svakhetssonen som antas å skjære tunnelen ved pr. 310–410 (kartgrunnlag: <a href="http://www.norgeskart.no">www.norgeskart.no</a> ). Bildet (tatt mot NV) viser svakhetssonen i området der strøk- og fallmålingene ble utført (foto: Chhatra B. Basnet). . . . .	64
8.1	«Strain-softening» (venstre) og perfekt sprøtt brudd (høyre) i bergarter (Cai et al., 2007). . . . .	68

8.2	(a) Forholdet mellom største og $\sigma_3$ for Hoek-Brown og tilsvarende Mohr-Coulomb (Hoek, Carranza-Torres og Corkum, 2002). (b) Valg av bruddkriterium, tilpasset etter Hoek (2007) og Panthi (2017). . . . .	69
9.1	Prosesskart for utførte analyser. . . . .	73
9.2	Venstre: Kravene til vertikal overdekning og korteste avstand til overflaten i henhold til tommelfingerreglene. Høyre: Sikkerhetsfaktorer mot hydraulisk splitting/jekking. . . . .	76
9.3	Utgraving i tverrsnitt 300 med og uten vanntrykk på 2,4–2,5 MPa. . . . .	77
9.4	Illustrasjon av anvendelse av Formlene (9.5) og (9.6). . . . .	78
9.5	Estimert $\sigma_3$ langs tunnelperiferien i tverrsnitt 600. . . . .	80
9.6	Venstre: $\sigma_3$ langs tunnelperiferien og vanntrykk (statisk fallhøyde). Høyre: Sikkerhetsfaktor for $\sigma_3$ . . . . .	81
10.1	Sammenligning av sikkerhetsfaktorer. . . . .	85
B.1	Spenning-tøyning-kurve fra enaksial trykktest av borkjernene B1–B4 (P-RT). . . . .	108
B.2	Spenning-tøyning-kurve fra enaksial trykktest av borkjernene C1–C4 (P-SS). . . . .	109
B.3	Resultater fra brasilianertest av E1–E13 (P-RT). . . . .	112
B.4	Diffraktogram fra XRD-analyse av P-RT. . . . .	114
B.5	Diffraktogram fra XRD-analyse av P-SS. . . . .	115
B.6	KAP-diagram for bergartsklassifisering av P-RT og P-SS. KAP-diagram: Fossen (2005). . . . .	116
C.1	Satellittbilde/flyfoto over Bjørnstokk-området. Den røde, stiplede linjen indikerer omtrentlig tunneltrasé. Kartgrunnlag: <a href="http://www.norgeibilder.no">www.norgeibilder.no</a> . . . . .	117
C.2	Kvartærgeologisk kart over Tosbotn. Den røde, stiplede linjen indikerer omtrentlig tunneltrasé. Kartgrunnlag: <a href="http://geo.ngu.no/kart/losmasse/">geo.ngu.no/kart/losmasse/</a> . . . . .	118
C.3	Berggrunnskart over Tosbotn. Den røde, stiplede linjen indikerer omtrentlig tunneltrasé. Kartgrunnlag: <a href="http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/">geo.ngu.no/kart/berggrunn/</a> . . . . .	119
C.4	Stereonettplott av strøk- og fallmålinger av markert sprekkesett i svakhetssone. Analysen ble foretatt med programvare <i>Dips</i> (Rocscience). Oppdatert etter Solli (2017). . . . .	120
C.5	Gjennomsettende sprekk (indikert med gule piler) ved pr. 310 (høyre vegg, motstrøms) med helning ca. 10–15° mot S (Jacobsen, 2016). . . . .	122
C.6	Gjennomsettende sprekk (indikert med gule piler) ved pr. 310–320 (høyre vegg, motstrøms) med sprekkåpning opptil 1 cm (Jacobsen, 2016). . . . .	122
C.7	Diskontinuerlig og hakkete sprekkoverflate og sprekkåpning opptil 1 cm ved pr. 315 (venstre vegg, motstrøms) (Jacobsen, 2016). . . . .	123

---

C.8	Riss i sprøytebetongen ved pr. 374–378 (venstre vegg, motstrøms) (Jacobsen, 2016). . . . .	123
C.9	Sprekk ved pr. 560 (foto: Snorre Solli). . . . .	124
C.10	Stereonettplott av strøk- og fallmålinger av sprekkesett i tunnel. Analysen ble foretatt med programvaren <i>Dips</i> (Rocscience). Oppdatert etter Solli (2017). . .	125
C.11	Vannfyllingslogg (vannsøyle ved betongpropp og lukeåpning) for perioden 23. februar til 2. april 2016, tilpasset etter Helgeland Kraft (2016b). . . . .	126
D.1	Orientering av tverrsnitt. . . . .	127
D.2	Tverrsnitt profil 300. Vertikalaksen angir meter over havet. Horisontalaksen angir antall meter fra referansepunktet. Oppdatert etter Solli (2017). . . . .	128
D.3	Tverrsnitt profil 350, oppdatert etter Solli (2017). . . . .	129
D.4	Tverrsnitt profil 400, oppdatert etter Solli (2017). . . . .	130
D.5	Tverrsnitt profil 450, oppdatert etter Solli (2017). . . . .	131
D.6	Tverrsnitt profil 500, oppdatert etter Solli (2017). . . . .	132
D.7	Tverrsnitt profil 550, oppdatert etter Solli (2017). . . . .	133
D.8	Tverrsnitt profil 600, oppdatert etter Solli (2017). . . . .	134
D.9	Tverrsnitt profil 650, oppdatert etter Solli (2017). . . . .	135
D.10	Tverrsnitt profil 700, oppdatert etter Solli (2017). . . . .	136

---

# Forkortelser

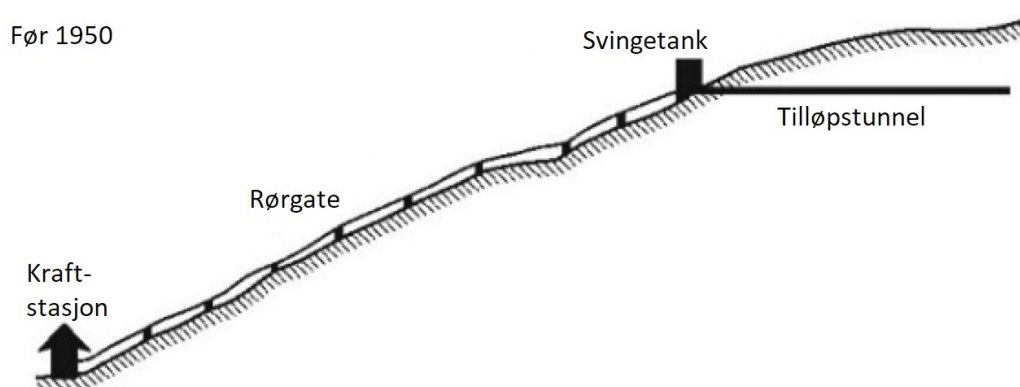
<b>BKRV</b>	Bjørnstokk kraftverk
<b>DFV</b>	Dimensjonerende flomvannstand
<b>FEM</b>	Endelig element-metoder
<b>FS</b>	Sikkerhetsfaktor
<b>FS<sub>h</sub></b>	Sikkerhetsfaktor for vertikal overdekning
<b>FS<sub>L</sub></b>	Sikkerhetsfaktor for korteste distanse til overflaten
<b>HKRV</b>	Herlandsfoss kraftverk
<b>HRV</b>	Høyeste regulerte vannstand
<b>ISRM</b>	International Society of Rock Mechanics
<b>JRC</b>	Sprekkeruhetskoeffisienten
<b>MRV</b>	Maksimal flomvannstand
<b>N/S/V/Ø</b>	Nord/Sør/Vest/Øst
<b>pr.</b>	Profilnummer i tunnel
$\sigma_1$	Største hovedspenning
$\sigma_3$	Minste hovedspenning
<b>UCS</b>	Enaksial trykkfasthet for intakt berg
<b>UTHP</b>	Upper Tamakoshi Hydroelectric Project
<b>XRD</b>	Røntgendiffraksjon

# INNLEDNING

## 1.1 Bakgrunn

### 1.1.1 Vannkraft i Norge

Under og like etter første verdenskrig (1914–1918) medførte et underskudd på stål betydelig økte stålpriser. Den typiske utformingen av vannkraftverk med en horisontal tilløpstunnel, rørgate i stål på overflaten og kraftstasjon i dalbunnen (Fig. 1.1) ble for kostbar. Dette tvang fram innføringen av såkalte *uforede trykktunneler* og *-sjakter*. Fire kraftverk med slike tunneler ble bygget og idriftsatt i perioden 1919–1921, med både heldige og uheldige resultater. Den tradisjonelle utformingen vist i Fig. 1.1 ble allikevel videreført frem til 1950-tallet (Panthi, 2014).



Figur 1.1: Utforming av vannkraftverk frem til 1950, tilpasset etter Broch (1982).

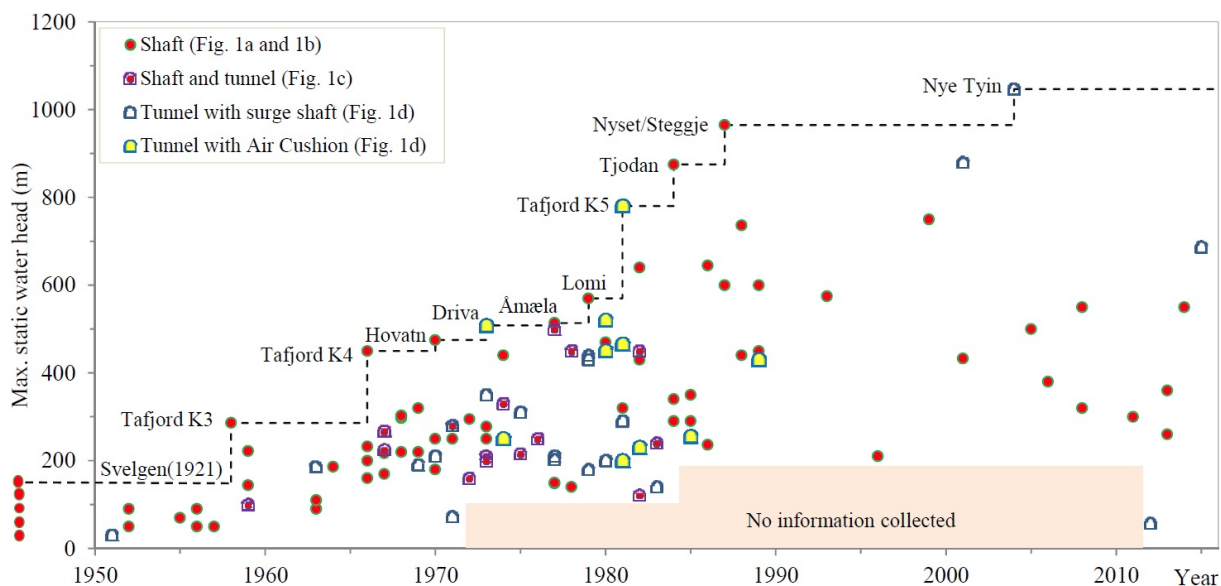
Siden 1950 har kraftstasjoner i fjell dominert, og produksjonskapasiteten har økt i takt med antallet kraftstasjoner (Broch, 1982). I dag foregår størstedelen av kraftproduksjonen i kraftstasjoner i fjell, med vanntilførsel gjennom tunneler (Mæhlum og Hofstad, 2017).

De naturgitte forutsetningene for vannkraftutbygging i Norge er spesielt gode. Landarealet ligger i gjennomsnitt på 400 m.o.h. og årsnedbøren i kyststrøkene er på 1000–3000 mm. Dette har gjort Norge til verdens syvende største produsent av vannkraft (Vinjar og Hofstad, 2017). Med 1066 vannkraftstasjoner og en årlig vannkraftproduksjon på 143 TWh står vannkraften for 96,4 % av den totale elektrisitetsproduksjonen (2016-verdier) (SSB, 2017).

## 1.1.2 Uforede trykktunneler og -sjakter

Betegnelsen *uforede tunneler* brukes, i vannkraftsammenheng, om tunneler der vann er i direkte kontakt med bergmassen. Kun begrensede deler av tunnelen føres med betong eller sprøytebetong for å sikre mot kollaps eller nedfall. Bruken av slike tunneler har vært vanlig siden 1965. Fordelen er reduserte konstruksjonskostnader og byggetid (Palmström og Broch, 2017).

Det har blitt bygget over 200 kraftstasjoner i fjell og over 4200 km med vannkrafttunneler i Norge. Over 95 % av den totale lengden av vannveiene er uforet. Fig. 1.2 viser utviklingen i bruken av uforede vannveier med hensyn på maksimal statisk fallhøyde. Tyn kraftverk (2004) har maksimal statisk fallhøyde på 1047 m, det høyeste i Norge. Uforede tunneler og sjakter har vært mulig å bygge på grunn av gunstige ingeniørgeologiske og tektoniske forhold (Panthi og Basnet, 2016), samt en aksept for mindre nedfall under drift (Broch, 1982).



Figur 1.2: Maksimal statisk fallhøyde for uforede trykktunneler i Norge (Panthi og Basnet, 2016).

Hovedutfordringen ved anvendelse av uforede/sprøytebetongforede trykktunneler er relatert til såkalt *hydraulisk splitting* og *-jeking*, det vil si strekkbrudd. Jeking kan medføre lekkasjer. Gjennom en nesten 100 år lang historie med bygging av uforede trykktunneler i Norge, har det blitt utviklet minstekrav til tunneloverdekning, kjent som *norske tommelfingerregler*, for å sikre tilstrekkelig innspenning.

### 1.1.3 Stabilitetsproblemene på Bjørnstokk kraftverk

Bjørnstokk kraftverk (BKRK) i Brønnøy kommune i Nordland ble idriftsatt i 2017. Kraftverket har et enkelt design, med kraftstasjon i dagen, rørgate i tunnel frem til betongproppen og uforet trykktunnel/-sjakt fra propp til inntak. Prosjektet gjennomgikk én designrevidering og -endring som følge av stabilitetsproblemer. I utgangspunktet ble betongproppen plassert i henhold til tommelfingerreglene. Ved første og andre vannfylling ble det blant annet registrert økende lekkasjer fra den uforede tunnelen, drønn og rystelser og to skred forekom i nærheten av anlegget. Den påfølgende tunnelinspeksjonen kunne stadfeste at hydraulisk splitting hadde forekommet i den uforede tunnelen. Som en konsekvens ble spenningsmålinger gjennomført og betongproppen plassert i henhold til disse; den ble flyttet fra profil 296–310 til pr. 615–626. Stabilitetsproblemer har ikke forekommet siden. Det er derfor av interesse å vurdere tunnelstabiliteten og potensialet for splitting/jekking for tunnelpartiet mellom den opprinnelige og den nye plasseringen av proppen.

## 1.2 Formål og omfang

Studiens hovedformål er å:

- Vurdere de geologiske og ingeniørgeologiske forholdene ved BKRK
- Vurdere tunnelstabiliteten, analytisk og numerisk, i området fra opprinnelig til revidert plassering av betongpropp, med fokus på potensialet for hydraulisk splitting/jekking

Følgelig omfatter studien:

- Teoretisk gjennomgang av:
  - Forhold som påvirker stabiliteten til et bergrom
  - Metoder for spenningsmålinger
  - Design av uforede trykktunneler og -sjakter
  - Tidligere tilfeller der bruken av uforede trykktunneler har medført utfordringer
  - Stabilitetsanalyser av bergrom
- Laboratorieforsøk på bergartsprøver fra BKRK for å bestemme bergmekaniske parametre og mineralogi
- Beskrivelse av BKRK, herunder stabilitetsutfordringer og geologiske og ingeniørgeologiske forhold

- Stabilitetsanalyse ved anvendelse av tommelfingerreglene og modellering i  $RS^2$
- Diskusjon/Vurdering av:
  - Geologiske og ingeniørgeologiske forhold
  - Tunnelstabilitet, især potensialet for hydraulisk splitting/jekking, på bakgrunn av stabilitetsanalyser og ingeniørgeologiske forhold

### 1.3 Metode

Metoden er firedeelt:

1. Litteraturstudie
2. Datainnhenting fra (a) BKRK-relaterte dokumenter og rapporter, (b) geologiske og topografiske kart og satellittfoto og (c) resultater fra laboratorieforsøk
3. Stabilitetsanalyser basert på innhentet data
4. Vurderinger basert på data og analyser

### 1.4 Begrensninger

Studien er i hovedsak begrenset av inndataparametrene til de analytiske vurderingene og numeriske analysene. Der data mangler, blir parametrene estimert ut ifra teoretiske sammenhenger (formler) eller interpolert. Enkelte parametre representerer derfor nødvendigvis ikke realitetene.

### 1.5 Korrigering av terminologi

I litteraturen og deler av grunnlagsmaterialet er det ikke gjort skille mellom *hydraulisk splitting* og *hydraulisk jekking*. I denne studien er bruken av betegnelse korrigert på bakgrunn av definisjonene som gis i Kap. 3.4. Dersom det er usikkert hvorvidt splitting eller jekking har forekommet, eller dersom begge kan ha forekommet, brukes «splitting/jekking». På norsk brukes dessuten benevnelsen *hydraulisk splitting* om prosedyren for spenningsmåling som på engelsk kalles «hydraulic fracturing» (Kap. 3.5.3). Det fremkommer av teksten hvorvidt det er snakk om målemetoden eller naturlig forekommende splitting.



# EGENSKAPER VED INTAKT BERG OG BERGMASSER

## 2.1 Introduksjon

En *bergart* er et naturlig forekommende aggregat av mineraler. De fleste bergarter består av to til fire hovedmineraler og enkelte såkalte aksessoriske mineraler. Mineraler har ulike fysiske egenskaper. Bergartenes mekaniske og fysiske egenskaper vil derfor variere med mineralsammensetningen. Mineralsammensetningen kan også resultere i inhomogenitet og anisotropi, det vil si ulike egenskaper i ulike retninger.

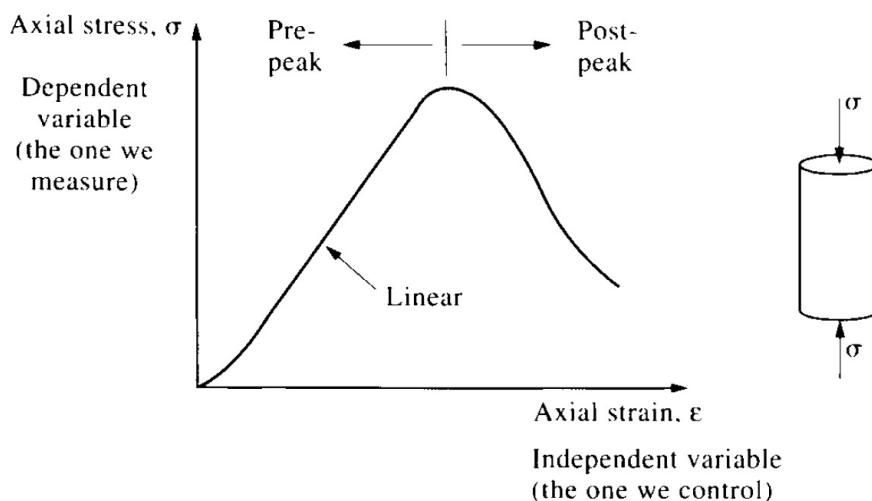
Med *bergmasse* menes in situ-materialet bestående av intakt berg og diskontinuiteter. Egenskaper ved bergmassen kan avvike i stor grad fra egenskaper ved intakt berg. Derfor er det viktig å skille mellom intakt berg og bergmasse når det gjelder mekaniske og fysiske egenskaper. Egenskaper ved intakt berg testes i laboratoriet i henhold til anbefalinger fra International Society of Rock Mechanics (ISRM). Egenskaper ved bergmasser testes med målinger i felt (Nilsen og Thidemann, 1993). En bergmasse karakteriseres av to faktorer:

- Bergmassekvalitet
- Mekaniske prosesser som virker på bergmassen

Disse faktorene, samt geometriske faktorer og plassering, påvirker stabiliteten til et bergrom. De mekaniske prosessene er relatert til grunnvann og bergspenninger (Panthi, 2006). Målet med dette kapitlet er å gi en forståelse av faktorer som er relevante ved stabilitetsanalyser av tunneler. Bergspenninger og design av bergrom presenteres i henholdsvis Kapitlene 3 og 4.

## 2.2 Bergmekaniske egenskaper ved intakt berg

De viktigste bergmekaniske parametrene er *styrke* og *elastisitet*. Egenskapene studeres vanligvis gjennom enaksial kompresjon av en sylindrisk bergartsprøve. Prøven utsettes for spenning (Fig. 2.1), og aksial og radial tøyning måles. Et plott av spenning mot tøyning gir en såkalt spenning-tøyning-*kurve*, eller  $\sigma$ - $\epsilon$ -kurve (Li, 2015). Testprosedyren beskrives i Kapittel 6.2.4.



Figur 2.1: Plott av aksial spenning ( $\sigma$ ) mot aksial tøyning ( $\epsilon$ ) for en sylindrisk bergartsprøve som utsettes for en enaksial spenning  $\sigma$  (Hudson og Harrison, 2000).

### 2.2.1 Intakt bergs styrke

Styrkeparametre for bergarter er (Myrvang, 2001):

- Enaksial trykkfasthet, «UCS» ( $\sigma_c$ )
- Strekkfasthet ( $\sigma_t$ )
- Ren skjærfasthet ( $\tau_t$ ), ofte omtalt som *kohesjon* ( $c$ )

UCS bestemmes fra  $\sigma$ - $\epsilon$ -kurven. Prøven, typisk en borkjerneprøve, lastes til brudd. UCS er per definisjon lik spenningen der kurven har sitt toppunkt (Fig. 2.1) og er gitt ved

$$\sigma_c = \frac{P_{\max}}{A} \quad (2.1)$$

der  $P_{\max}$  er lasten ved brudd og  $A$  er sylindersens tverrsnittareal (Nilsen og Thidemann, 1993). Tabell A.1 i Vedlegg A.1 viser ISRMs klassifisering av UCS.

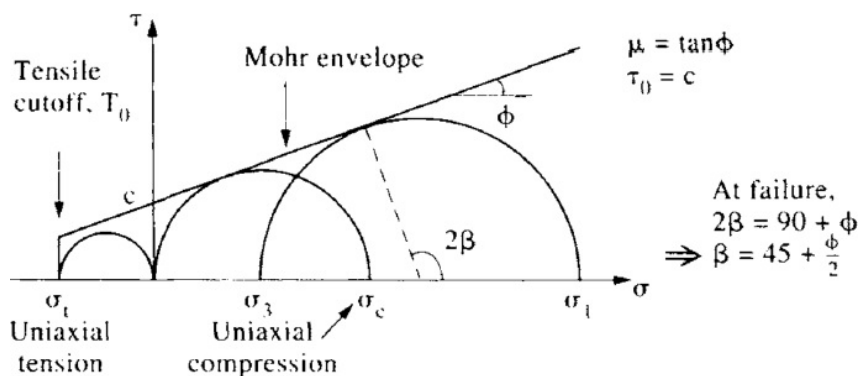
Strekkfasthet bestemmes vanligvis gjennom indirekte metoder ved å indukere strekkspenninger. I *brasilianertesten*, som er en indirekte metode, utsettes en sylindrisk prøve for en linjelast

på diametralt motsatte overflater. Testprosedyren beskrives i Kapittel 6.2.5. Strekkfastheten ( $\sigma_t$ ) er gitt ved

$$\sigma_t = \frac{2}{\pi} \frac{P}{Dt} \quad (2.2)$$

der  $P$  er lasten ved brudd,  $D$  er prøvens diameter og  $t$  prøvens tykkelse på midten. Strekkfastheten kan også bestemmes indirekte ved bøyepåkjenning (*trepunkts bøyetest*) eller ved direkte strekkforsøk (Li, 2015).

Skjærfastheten ( $\tau_t$ ) bestemmes gjennom treaksialforsøk. En sylindrisk prøve belastes aksialt og utsettes samtidig for et omslutningstrykk, et hydraulisk sidetrykk. Testen repeteres for ulike omslutningstrykk, f.eks. 0–50 MPa med 10 MPa økning per repetisjon. Midlere bruddspenning ( $\sigma_1$ ) og korresponderende omslutningstrykk ( $\sigma_3$ ) plottes for hver runde i et spenning-skjærstyrke-diagram (Fig. 2.2). For hvert  $\sigma_3$ -trinn plottes tilhørende spenningssirkel ved brudd. Strekkfastheten plottes også. *Mohrs omhyllingskurve* er da som vist i figuren, eller konstrueres fra fellestangentene til samtlige sirkler. Den rene skjærfastheten (gitt som  $c$  i Fig. 2.2) leses av der omhyllingskurven skjærer  $\tau$ -aksen (Myrvang, 2001).



Figur 2.2: Plott av spenning ( $\sigma$ ) mot skjærstyrke ( $\tau$ ): Mohr-Coulomb-bruddkriteriet for treaksialforsøk med Mohrs omhyllingskurve indikert. Tilpasset etter Hudson og Harrison (2000).

Bergartsstyrken påvirkes av en rekke forhold. Økt omslutningstrykk, som i treaksialtesten, øker både bergartens bruddstyrke og den permanente tøyningen før brudd betydelig. Økt temperatur reduserer bergartsstyrken. Økt vanninnhold reduserer punktlaststyrken (Nilsen og Broch, 2012).

### 2.2.2 Intakt bergs elastisitet

Bergarter deformeres aldri som ideelle elastiske materialer (Li, 2015). Mange bergmekaniske problemstillinger kan allikevel tilnærmes med elastisk teori. For elastiske materialer gjelder Hookes lov:

$$\sigma = E\epsilon \quad (2.3)$$

der  $\sigma$  er påført spenning,  $E$  er *elastisitetsmodulen*, eller *Youngs modul*, og  $\epsilon$  er tøyning. Elastisitetsmodulen uttrykker materialets elastiske deformasjonsevne. Den er spesifikk for hvert materiale og varierer mellom under 5 GPa til over 200 GPa. En bergartssylinder som lastes aksialt vil ekspandere radially. De radiale tøyningene er avhengige av materialet, og uttrykkes ved en annen elastisk materialkonstant, *Poissons forhold* ( $\nu$ ), gitt ved

$$\nu = -\frac{\epsilon_t}{\epsilon_a} \quad (2.4)$$

der  $\epsilon_t$  er tøyning i radial retning og  $\epsilon_a$  er tøyning i aksial retning. Poissons forhold varierer som oftest mellom 0,15 og 0,25 (Myrvang, 2001).

Spenning-tøyning-kurven angir en bergarts deformasjonsforløp når den utsettes for enaksial belastning. Ved å bruke såkalte stive eller servokontrollerte prøvemaskiner kan bruddet kontrolleres slik at deformasjonsforløpet kan måles også etter brudd (Myrvang, 2001). Det gir en komplett  $\sigma$ - $\epsilon$ -kurve (Fig. 2.1).

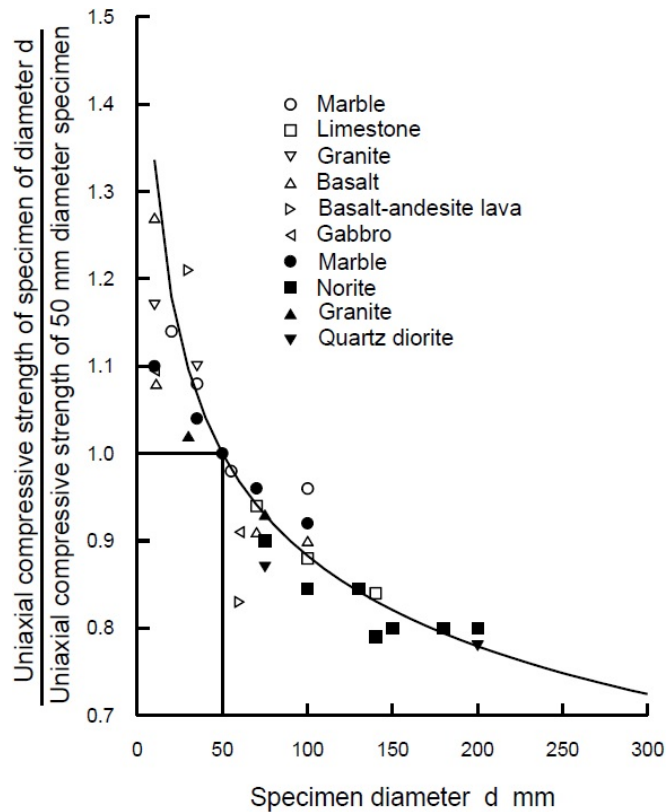
## 2.3 Bergmassekvalitet

Bergmassekvaliteten påvirkes i hovedsak av bergmassens styrke og deformasjonsegenskaper, styrkeanisotropi, diskontinuitetenes mekaniske karakteristikk og graden av forvitring (Panthi, 2006).

### 2.3.1 Bergmassestyrke

Bergmassestyrken kan defineres som dens evne til å motstå spenninger og tøyninger. Styrken påvirkes av diskontinuiteter og foliasjon/skifrihet, og orienteringen av disse relativt til retningen styrken vurderes langs. En prøve av intakt berg vil ikke være representativ for bergmassens styrke (Panthi, 2006). Styrken avtar med økende prøvestørrelse (Fig. 2.3). Styrkereduksjonen skyldes at sannsynligheten for brudd i og rundt mineralkornene øker med økende prøvestørrelse på grunn av et økende antall korn (Hoek, 2007).

Bergmassestyrken er vanskelig å beregne direkte i felt og gjennom laboratorieforsøk. Derfor har det blitt foreslått empiriske formler for denne. De vanligste empiriske formlene uttrykker sammenhenger mellom bergmassestyrke ( $\sigma_{cm}$ ) og bergmasseklassifikasjoner (RMR, GSI,  $Q$ ).



Figur 2.3: Prøvestørrelsens påvirkning på intakt bergs styrke (Hoek, 2007).

### 2.3.2 Deformasjonsegenskaper ved bergmasser

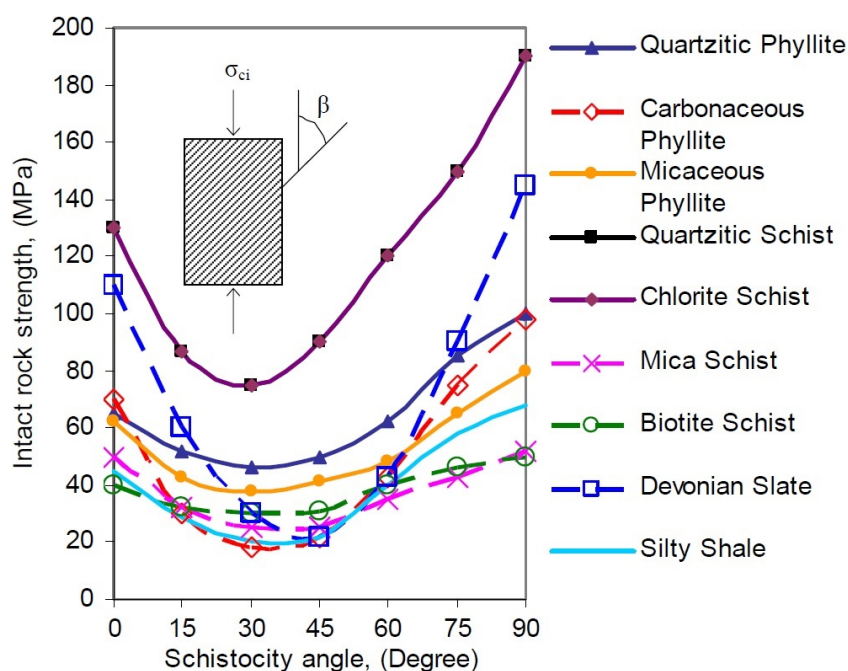
En oppsprukket bergmasse deformeres ikke elastisk. Derfor brukes betegnelsen *deformasjonsmodul* ( $E_m$ ) fremfor elastisitetsmodul ( $E_{ci}$ ). Deformasjonsmodulen uttrykker forholdet mellom spenning og tøyning når bergmassen belastes, og inkluderer elastisk og uelastisk deformasjon. Den kan være så lav som 10 % av elastisitetsmodulen for intakt berg (Panthi, 2006). Metoder for direkte måling av deformasjonsmodulen (slik som «plate bearing», dilatometertest og «flatjack test») kan gi verdier som ofte avviker fra hverandre med 100 %. Deformasjonsmodulen er sensitiv for skalaeffekten (Fig. 2.3). Av disse årsaker estimeres den ofte fra empiriske formler der parametre som er enklere å erverve inngår (Nilsen og Palmström, 2000). Hoek og Diederichs (2006) foreslo

$$E_m = E_{ci} \left( 0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + \exp((60 + 15D - \text{GSI})/11)} \right) \quad (2.5)$$

der  $D$  er en faktor i intervallet 0–1 som avhenger av graden av forstyrrelse av bergmassen på grunn av sprengningsskader eller spenningsavlastning og GSI er «Geological Strength Index». Retningslinjer for valg av  $D$  er gitt i Vedlegg A.3 (Hoek, Carranza-Torres og Corkum, 2002).

### 2.3.3 Styrkeanisotropi

Styrkeanisotropi i bergarter skyldes foretrukket orientering av mineralkorn og retningene på spenninger bergartene har vært utsatt for. Dette er vanlig i sedimentære og metamorfe bergarter på grunn av lagdeling, foliasjon og skifrihet (Goodman, 1989). Studier viser at UCS er lavest når vinkelen ( $\beta$ ) mellom skifrihetsplanet og belastningsretningen er  $30^\circ$  og størst når vinkelen er  $90^\circ$  (Fig. 2.4). Skifrige bergarter bestående av sjiktsilikater som glimmer, biotitt/muskovitt, kloritt, grafitt og talk har betydelig styrkeanisotropi.

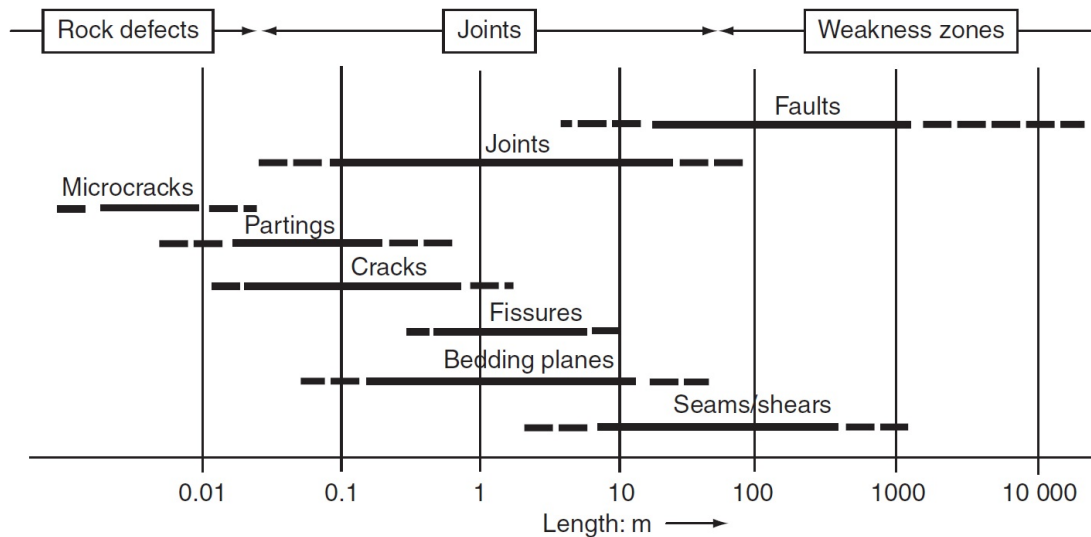


Figur 2.4: Plott av enaksial trykkfasthet ( $\sigma_{ci}$ ) mot vinkel ( $\beta$ ) på skifrihetsplan, tilpasset etter Panthi (2006).

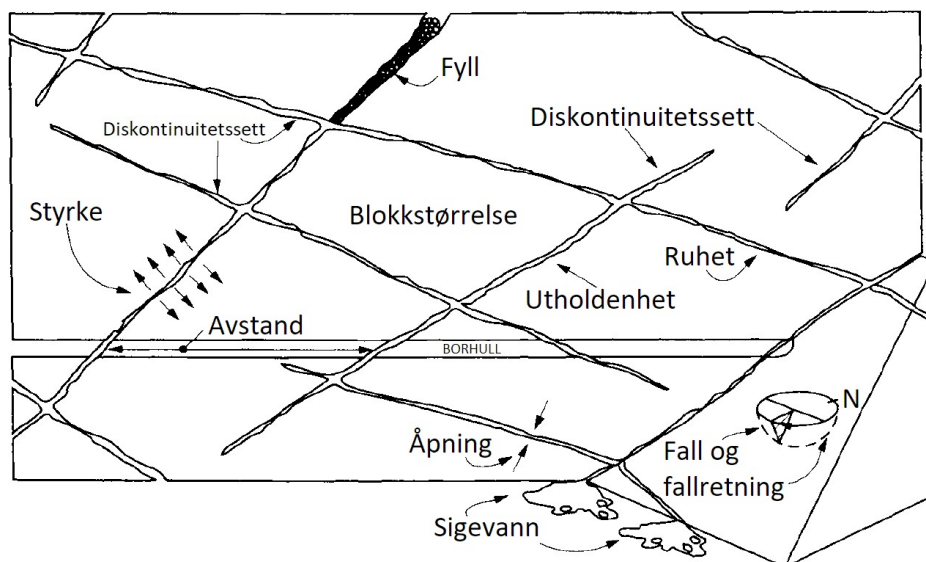
### 2.3.4 Diskontinuiteter

*Diskontinuiteter* er strukturelle eller geologiske særpreg, med utstrekning på noen centimeter til flere kilometer (Fig. 2.5), som endrer bergarters homogenitet. Betegnelsen brukes om enhver mekanisk atskillelse i bergmassen med null eller tilnærmet null strekkstyrke. De fleste diskontinuiteter er et resultat av tektonisk aktivitet. Hovedgruppene er sprekker og svakhetssoner (Nilsen og Palmström, 2000).

Mekaniske karakteristikker ved overflaten til en diskontinuitet representeres ved ruhet, omvandling, forvitring, avstand og utholdenhet. Fig. 2.7 viser ti parametre for beskrivelse av diskontinuiteter (Panthi, 2006).



Figur 2.5: Typen av diskontinuiteter etter størrelse (Palmström og Stille, 2010).



Figur 2.6: Skjematisk illustrasjon av karakteristikk ved diskontinuiteter, modifisert etter Hudson og Harrison (2000).

## Sprekker

*Sprekker* defineres som naturlige diskontinuitetsplaner som ikke har foregått en synlig forskyvning langs. Sprekker som skyldes selve bergartsdannelsen kalles *foliasjonssprekker* i metamorfe bergarter og *lagningsprekker* i sedimentære bergarter (Nilsen og Palmström, 2000).

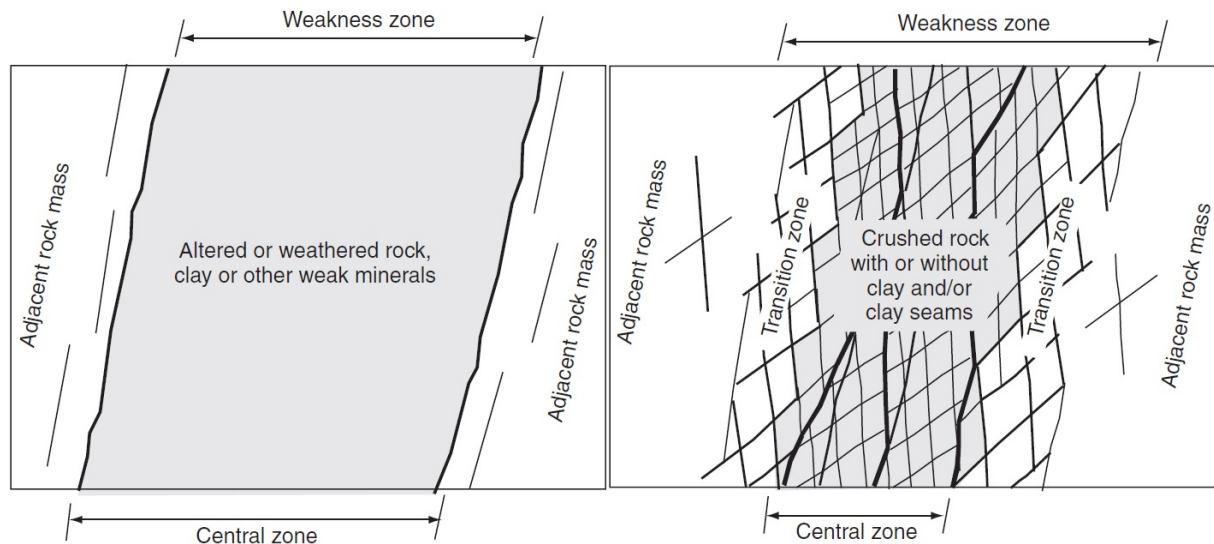
Skjærstyrken langs sprekkplan er avgjørende for en eventuell utglidning, og dermed stabiliteten i bergrom. Skjærstyrken bestemmes av sprekkplanets ruhet og mengden sleppemateriale. *Ruhet* angir graden av stabiliserende, første- eller andreordens, ujevnheter langs sprekkplanet. Førsteordens ujevnheter er *plan*, *undulerende* og *hakket* og andreordens ujevnheter er *glidespeil*, *glatt* og *ru*. Fellesbetegnelsen *sleppemateriale* brukes om løsmaterialet i slepper og svakhetsso-

ner. Det gir nedsatt friksjon langs sprekkeplanet og påvirker skjærstyrken. Leirmineraler, kloritt, talk og grafit er vanlige og spesielt stabilitetsfarlige materialer (Nilsen og Broch, 2012).

Det tynne laget av omvandlede og forvitrede bergarter langs en sprekke påvirker bergmassens styrke og deformasjonsegenskaper. Derfor er målinger av sprekkeflatens trykkstyrke avgjørende. *Sprekkestrykkstyrken (JCS)*, som måles med Schmidt-hammer direkte på eksponerte sprekkeflater, brukes til å karakterisere styrken (Panthi, 2006).

### Svakhetssoner

En *svakhetszone* er en del av en bergmasse med betydelig lavere mekaniske egenskaper enn omliggende bergmasse (Fig. 2.7). Forkastninger, skjærsoner, skyvesoner og svake bergartslag er eksempler på typer av svakhetssoner (Palmström og Nilsen, 2000). På grunn av knusing, hydrotermal aktivitet eller andre geologiske prosesser kan mange svakhetssoner bestå av materiale med andre egenskaper enn omliggende bergmasser. Det kan være leirmineraler (som bestanddeler i bergarter eller fyll/belegg), svellende mineraler (smektitt, anhydritt), løselige mineraler (kalsitt, salt), med flere.



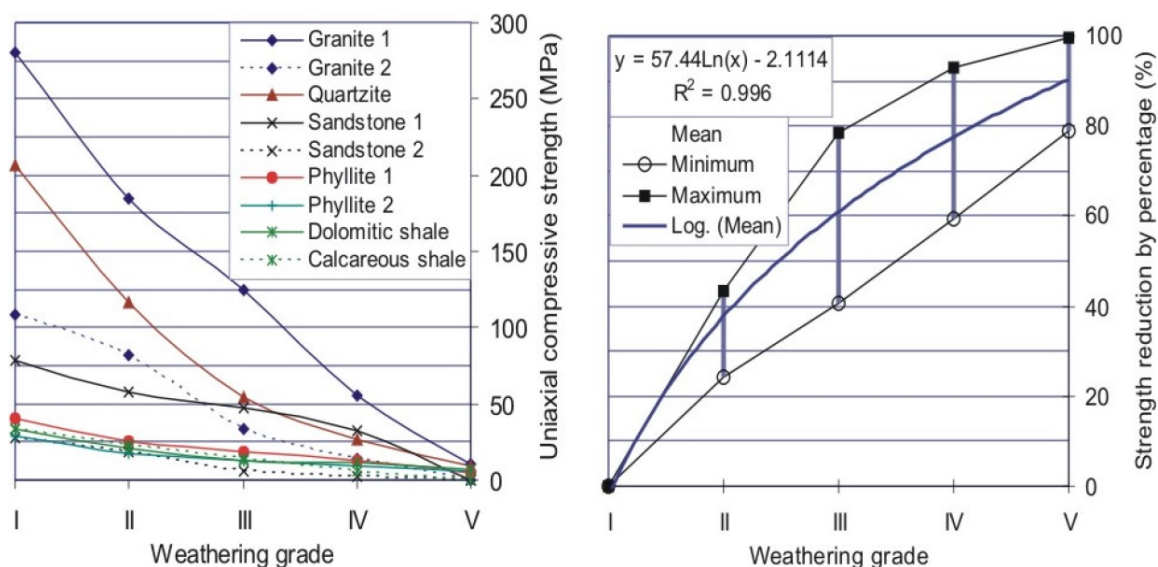
Figur 2.7: Hovedgrupper av svakhetssoner. Høyre: Svake materialer eller forkastning med skarp overgang til tilstøtende bergmasse. Venstre: Knusingssone med gradvis overgang. Tilpasset etter Palmström og Stille (2010).

*Forkastninger* er revner der sidene har forskyvet seg relativt til og parallelt med hverandre. Forkastninger og forkastningssoner danner mønstre i jordoverflaten (Palmström og Stille, 2010). Svakhets- og forkastningssoner kan forårsake stabilitetsproblemer i tunneler. De danner kanaler for grunnvannsstrømning og er kilder til akselerert hydrotermal omvandling (Panthi, 2006).



### 2.3.5 Forvitring og omvandling

*Forvitring* er en respons på endrede betingelser i miljøet. Den er mest utpreget ved overflaten. Forvitring reduserer bergmassens styrke og deformasjonsegenskaper (Fig. 2.8). Moderat forvitring reduserer intakt bergs styrke med nesten 40 % i sedimentære bergarter og 80 % i krystalline bergarter (høyre i Fig. 2.8). Forvitringsprosessen foregår ved knusing og oppløsning av bergarts-materialet, det vil si gjennom mekaniske og kjemiske prosesser (Panthi, 2006). Nedbør, temperatur, vegetasjon, sigevannets kjemiske sammensetning og topografi er såkalte ytre betingelser for forvitringsintensiteten. De indre omfatter mineralstabilitet og gjennomstrømningshastighet.



Figur 2.8: Venstre: Plott av forvitringsgrad mot trykkfasthet. Høyre: Prosentvis styrkereduksjon (Panthi, 2006).

Det dypforvitrede fjellet i Norge ble fjernet av iserosjon under siste istid. Det har ikke vært tilstrekkelig tid til nevneverdig kjemiske forvitring av den friske bergartsoverflaten. Lav gjennomsnittstemperatur er ugunstig for den kjemiske forvitringen. Prekvartære svakhetssoner kan inneholde totalt omvandlede bergarter med produkter av illitt og smektitt. Slike omvandlingssoner kan ha mektighet på flere titalls metter og være svært dype (Brattli, 2015).

## 2.4 Grunnvann

Størsteparten av bergrom befinner seg under grunnvannsspeilet. Vann forekommer i bergmasser på flere måter. Det er grunnvannet, det vil si det fritt bevegelige vannet i bergmassen, som fremfor alt har innflytelse på drift og bruk av bergrom. I krystalline bergarter er den *primære porøsiteten*, det vil si den opprinnelige andelen av porer som kan inneholde vann, oftest mindre enn 1 %. Bergmasser består som oftest av impermeable bergarter, og vannstrømningen foregår

i sprekker.

### **2.4.1 Lekkasjeproblemer**

Innlekkasjer gjennom svakhetssoner kan medføre stabilitetsproblemer. Lekkasje fra trykktunneler kan redusere bergmassens stabilitet (Panthi, 2006). Sprekkevannstrykket fører sjelden alene til stabilitetsproblemer fordi trykket tas opp et stykke innenfor tunnelperiferien. Dette har sammenheng med tangentialspenningsfordelingen rundt tunneler (jf. Kap. 3.3). Vannlekkasjer kontrolleres med injeksjon av bergmassen (Nilsen og Broch, 2012).

# BERGSPENNINGER OG SPENNINGSMÅLINGER

## 3.1 Introduksjon

Geologiske materialer er forbelastet av naturlige spenninger. Ved utgraving i en bergmasse endres det naturlige spenningsfeltet, og såkalte tangentialspenninger induseres i tunnelperiferien. Strukturelle særpreg, som beskrevet i forrige kapittel, kompliserer situasjonen gjennom påvirkning på bergmassens styrke og deformasjonsegenskaper. Når tangentialspenningene overstiger bergmassens styrke er det fare for ustabilitet i bergrommet. Bestemmelse av størrelsene på de naturlige spenningene er derfor viktig ved stabilitetsanalyser av tunneler (Panthi, 2006).

## 3.2 In situ-spenninger

### 3.2.1 Komponenter i det naturlige spenningsfeltet

Spenninger i berg kan inndeles i *in situ-spenninger* og *induserte spenninger*. In situ-spenninger er naturlige, og eksisterer i berget før det utsettes for forstyrrelser. Induserte spenninger er menneskeskapt, og en konsekvens av fjerning eller tilføring av masser. Det naturlige spenningsfeltet kan bestå av *gravitasjonsspenninger*, *tektoniske spenninger*, *residualspenninger* og *terrestriske spenninger*. Sistnevnte kommer av blant annet månens påvirkning på jorden og corioliskraften (Amadei og Stephansson, 1997).

### Gravitasjonsspenninger

Frem til pålitelige spenningsmålinger kunne utføres, ble spenningstilstanden i et punkt i berget gitt som vekten av overliggende masser. Vertikalspenningen ( $\sigma_v$ ) ble gitt som

$$\sigma_v = \rho gh \quad (3.1)$$

der  $\rho$  er gjennomsnittlig tetthet av overliggende masser,  $g$  er tyngdeakselerasjonen og  $h$  er den vertikale avstanden fra overflaten. På større dybder vil den horisontale utvidelsen forhindres, og en horisontalspenning ( $\sigma_h$ ) oppstå. Uttrykket for  $\sigma_h$  utledes fra Hookes lov for tre dimensjoner, og er gitt ved

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_v \quad (3.2)$$

der  $\nu$  er Poissons forhold, som for norske bergarter (gneiser og granitter) er typisk 0,15 (Myrvang, 2001). Fig. 3.1 viser et plott av forholdet ( $k$ ) mellom gjennomsnittlig horisontalspenning og vertikalspenning mot dybde ( $z$ ). De fleste  $k$ -verdiene ligger i intervallet

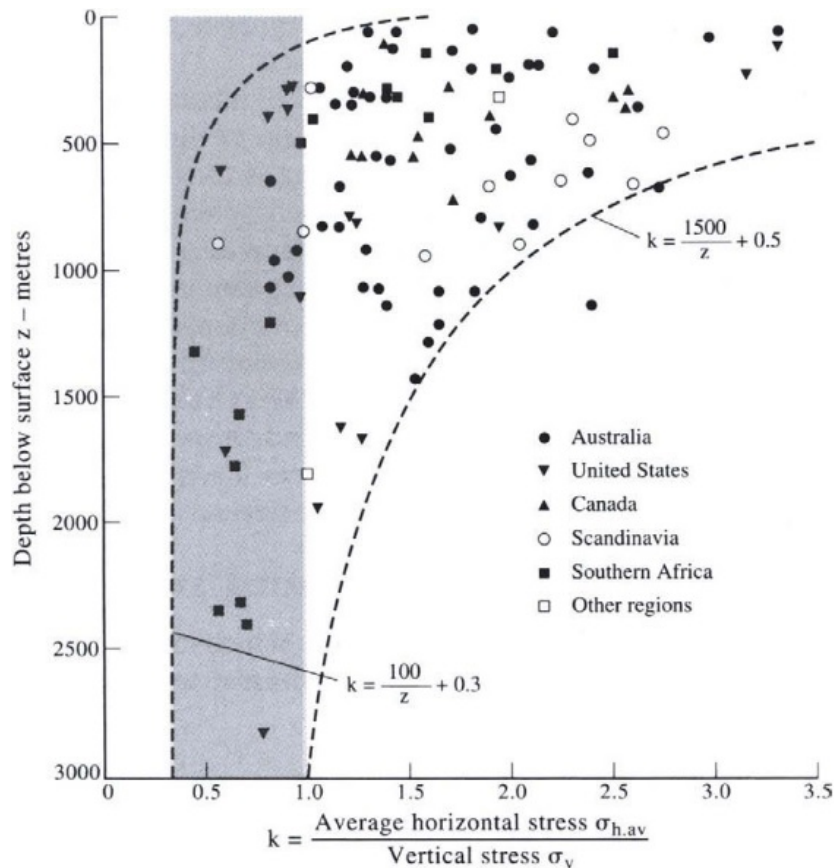
$$\frac{100}{z} + 0.3 < k < \frac{1500}{z} + 0.5 \quad (3.3)$$

der  $z$  er dybden i meter (Hoek og Brown, 1980).

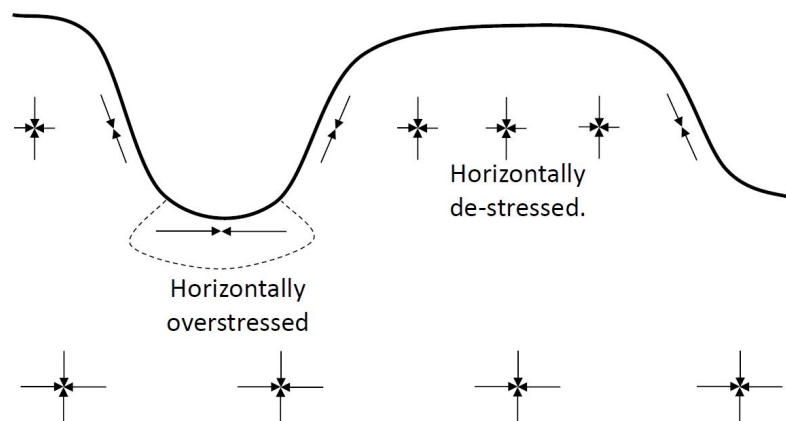
Fig. 3.1 viser at  $k$  ofte er større enn én, som ikke er i samsvar med elastisitetsteorien (Hookes lov). Det kan forklares med geologiske og topografiske fenomener (Li, 2015).

### Topografisk betingede gravitasjonsspenninger

Formel (3.1) er gyldig under en plan og horisontal overflate der skjærspenningene er null. Slike betingelser er som regel ikke til stede. Topografien vil påvirke spenningsbildet (Fig. 3.2) (Nilssen og Broch, 2012). De overflatenære hovedspenningene er parallelle med eller normalt på den topografiske overflaten. *Minste hovedspenning* ( $\sigma_3$ ) står alltid normalt på overflaten. I et gravitasjonsspenningsfelt er *midlere hovedspenning* ( $\sigma_2$ ) horisontal og parallell med helningen, mens *største hovedspenning* ( $\sigma_1$ ) er skrå og parallell med helningen. For  $\sigma_1$  og  $\sigma_2$  kan det motsatte være tilfellet i områder med høye horisontalspenninger. I dalbunnen vil spenningskonsentrasjoner forårsake høye horisontalspenninger (Li og Holt, 2008; Myrvang, 2001).



Figur 3.1: Verdensomspennende in situ-spenningsdata. Forholdet ( $k$ ) mellom gjennomsnittlig horisontalspenning og vertikalspenning som funksjon av dybde ( $z$ ) (Hudson og Harrison, 2000)



Figur 3.2: Topografiens påvirkning på orienteringen av hovedspenningene (Li og Holt, 2008).

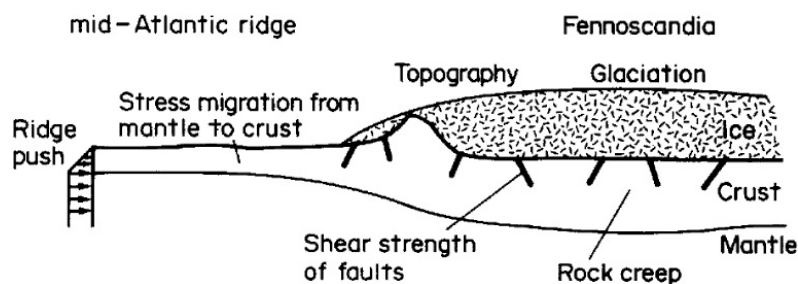
### Tektoniske spenninger

Forholdet  $k$  (Fig. 3.1) er større enn én på små dyp. På større dyp er  $k$  mindre enn én og nærmer seg en konstant verdi. Dette betyr at platetektonikk i stor grad påvirker størrelsen på den gjennomsnittlige horisontalspenningen (Panthi, 2006).

Litosfæren består av jordskorpen og den underliggende, øvre del av mantelen. Den er delt opp i bevegelige, tektoniske plater på grunn av konveksjon i den underliggende, plastiske mantelen.

Tektoniske spenninger genereres av storskala, tektoniske krefter på plategrensene og lokale, tektoniske krefter. Sistnevnte er blant annet relatert til bøyning av litosfæren på grunn av overflatelaster og isostatisk kompensasjon (Li, 2015).

Fennoscandia tilhører Den eurasiske kontinentalplaten. Tektoniske spenninger genereres av spredningskrefter («ridge push forces») langs den Midtatlantiske rygg (Fig. 3.3). Spenninger migrerer fra mantelen til skorpen. Det genereres følgelig høye horisontalspenninger i skorpen. Spenningstilstanden modifiseres lokalt av postglasial landhevning, topografi og skjærstyrkevariasjoner i diskontinuiteter (Stephansson, 1993).



Figur 3.3: Spenningsgenererende mekanismer i Fennoscandia (Stephansson, 1993).

## Residualspenninger

Residualspenninger er spenninger som har sammenheng med bergets forhistorie. De kan være forårsaket av volumforandringer på grunn av temperaturendringer eller hurtig avlastning. Fenomenet kan forklare målinger av unormalt høy vertikalspenninger (Nilsen og Broch, 2012).

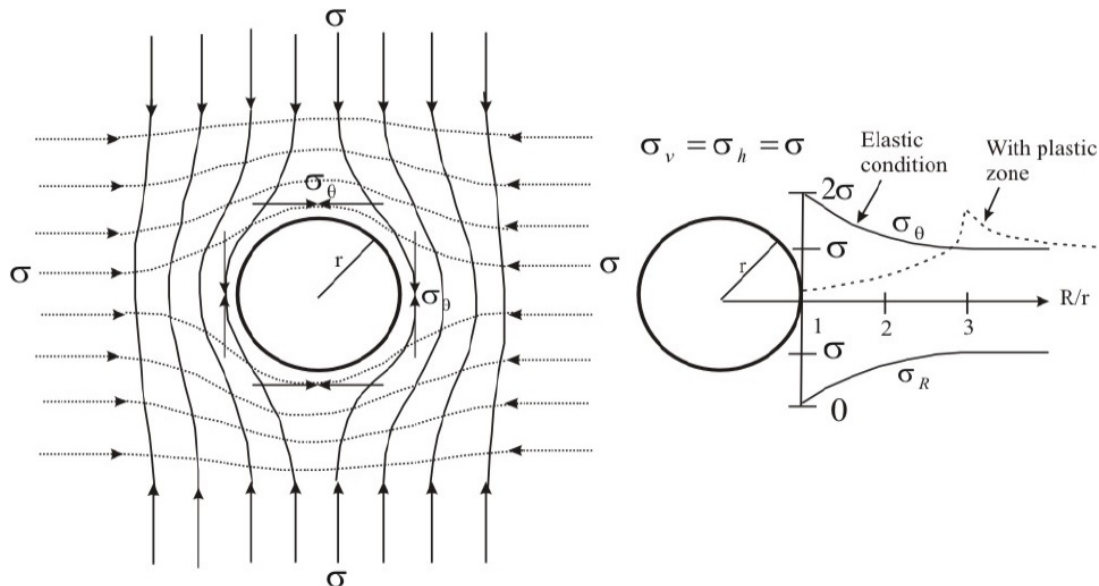
## 3.3 Spenningsfordeling rundt tunneler

Når masser fjernes, må spenninger overføres til gjenværende masser. Det skjer en spenningsomlagring, og det naturlige spenningsfeltet endres. Den spenningsmessig gunstigste tunneltverrsnittsformen er en ellipse der forholdet mellom aksene er lik forholdet mellom hovedspenningene og der største hovedspenning er parallell med lengdeaksen (Myrvang, 2001). Spenningsfordelingen rundt en tunnel avhenger av størrelsene og retningene på hovedspenningene og tunnelgeometrien. Under ideelle forhold, det vil si med elastisk materiale og isostatisk spenningstilstand ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma$ ), vil tangential- ( $\sigma_\theta$ ) og radialspenningene ( $\sigma_R$ ) rundt en sirkulær åpning fordele seg i henhold til

$$\sigma_\theta = \sigma \left( 1 + \frac{r^2}{R^2} \right) \quad (3.4)$$

$$\sigma_R = \sigma \left( 1 - \frac{r^2}{R^2} \right) \quad (3.5)$$

der  $r$  sirkelradien og  $R$  er avstanden fra sirkelsentrum. Fordelingen er vist grafisk til høyre i Fig. 3.4.  $\sigma_\theta$  er to ganger den isostatiskke spenningen langs hele tunnelperiferien (Nilsen og Palmström, 2000). Spenningsfeltet rundt åpningen er vist til venstre i Fig. 3.4.



Figur 3.4: Venstre: Spenningsfelt i bergmassen rundt en sirkulær åpning. Høyre: Fordeling av tangential- ( $\sigma_\theta$ ) og radialspenninger ( $\sigma_R$ ) under elastiske og ikke-elastiske forhold (Panthi, 2006).

Den naturlige spenningstilstanden er oftest anisotrop. Da uttrykkes største ( $\sigma_{\theta \max}$ ) og minste tangentialspenning ( $\sigma_{\theta \min}$ ) med *Kirsch's formler*:

$$\sigma_{\theta \max} = 3\sigma_1 - \sigma_3 \quad (3.6)$$

$$\sigma_{\theta \min} = 3\sigma_3 - \sigma_1 \quad (3.7)$$

der  $\sigma_1$  er største hovedspenning og  $\sigma_3$  er minste hovedspenning. Tangentialspenningen er maksimal der retningen for  $\sigma_1$  tangerer tunnelkonturen og minimal der retningen for  $\sigma_3$  tangerer tunnelkonturen (Nilsen og Palmström, 2000).

Formlene (3.4) til (3.7) er gyldige i en homogen, isotrop og elastisk bergmasse med tette sprekker i stor innbyrdes avstand. Under svake og anisotrope forhold vil tangentialspenningene medføre oppsprekking av berget og forårsake en gradvis styrkereduksjon. Det dannes en sone av knust berg, en såkalt plastisk sone. Den stiplede linjen i Fig. 3.4 (høyre) viser at  $\sigma_{\theta \max}$  flyttes lenger vekk fra tunnelperiferien inntil den elastiske sonen nås (Panthi, 2006).

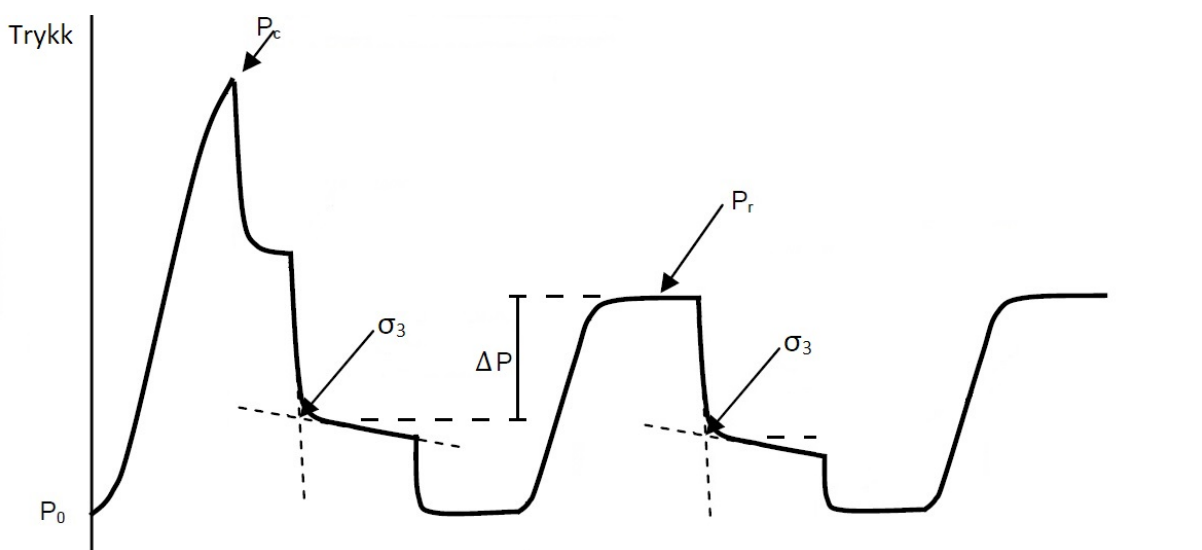
Ikke-symmetriske tunnelgeometrier, og spesielt skarpe hjørner, vil påvirke størrelsen på tangentialspenningene. Jo skarpere hjørnet mellom veggen og hengen er, desto høyere blir spenningskonsentrasjon i hjørnet. Størrelsen på  $\sigma_{\theta_{\max}}$  avhenger av tunnelgeometrien, ikke tunnelstørrelsen (Nilsen og Palmström, 2000).

### 3.4 Spenningsrelaterte stabilitetsproblemer – strekkbrudd

En bergmasse kan kun motstå små strekkspenninger på grunn av diskontinuitetenes karakteristikk. Selv små strekkspenninger kan danne radielle riss og sprekker. I de fleste tilfeller vil ikke strekkbrudd påvirke stabiliteten til et bergrom i betydelig grad. Unntaket er trykktunneler, der denne sekundære sprekke dannelse eller utvidelsen av eksisterende sprekker kan øke mulighetene for vannlekkasjer (Nilsen og Palmström, 2000).

#### 3.4.1 Hydraulisk splitting

*Hydraulisk splitting* er definert som initieringen av bruddannelse i en homogen bergart på grunn av påført hydraulisk trykk. Fig. 3.5 viser trykkforløpet før og etter splitting: Splitting forekommer når vanntrykket når  $P_c$ . Det vil si at vanntrykket ( $P$ ) må overstige  $\sigma_3$  i omliggende bergmasse for at splitting skal kunne inntreffe (K. K. Panthi, 2017, personlig veiledning).



Figur 3.5: Trykkforløpet ved hydraulisk splitting og hydraulisk jekking (K. K. Panthi, 2017, personlig veiledning).



### 3.4.2 Hydraulisk jekking

*Hydraulisk jekking* er definert som utvidelse av allerede eksisterende sprekker eller diskontinuiteter i en bergmasse på grunn av påført hydraulisk trykk (K. K. Panthi, 2017, personlig veiledning). Jekking kan forekomme ved utilstrekkelig innspenning, som refererer til bergmassens evne til å stå imot vanntrykket i en uforet trykktunnel (Brekke og Ripley, 1993). I Fig. 3.5 forekommer jekking når vanntrykket når  $P_r$ . Dette vanntrykket er større enn normalspenningen (som er lik  $\sigma_3$  i bergmassen) over sprekken. Figuren illustrerer at det er en viss «treghet» i å mobilisere sprekken. Det betyr at vanntrykket må øke med  $\Delta P$  over  $\sigma_3$  for at sprekken skal åpnes (K. K. Panthi, 2017, personlig veiledning). Jekkingen øker den hydrauliske konduktiviteten og lekkasjeraten gjennom sprekken (Brekke og Ripley, 1993).

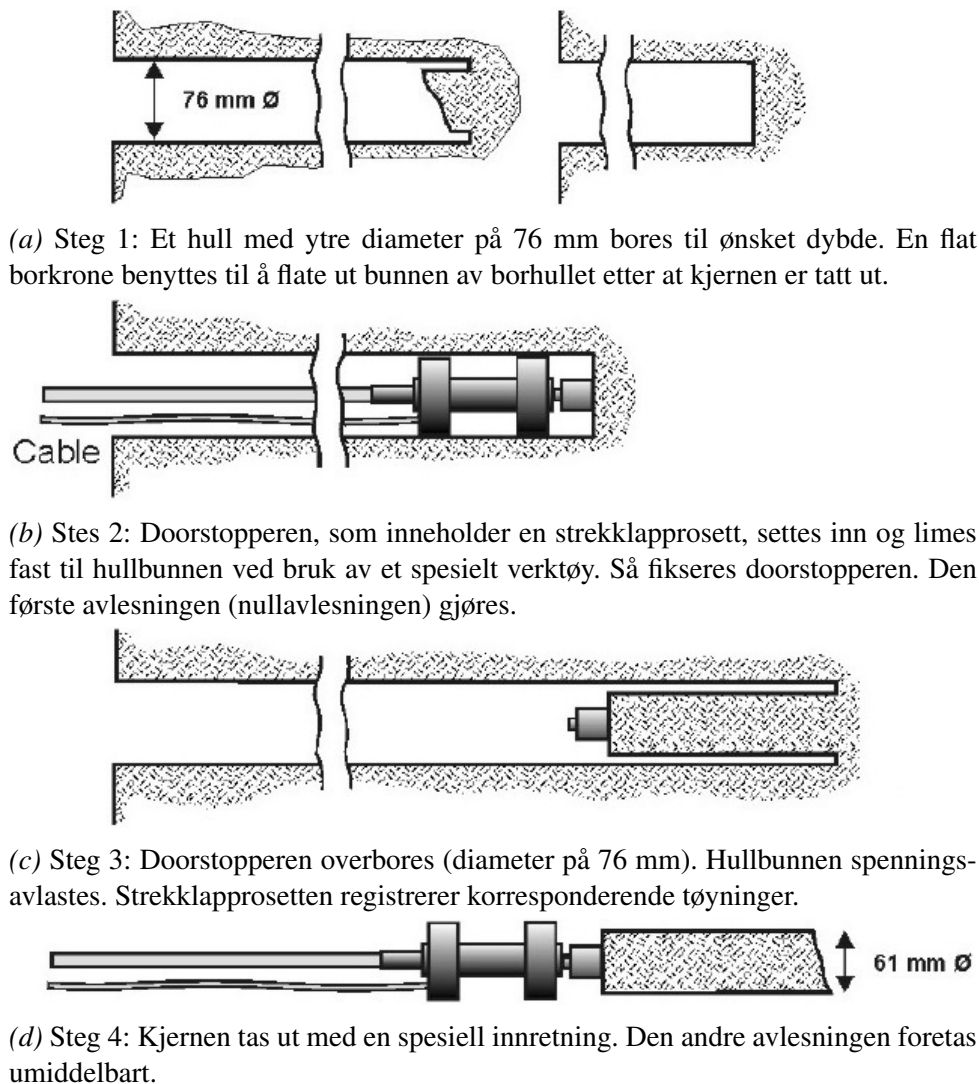
## 3.5 Metoder for spenningsmåling

For å bestemme spenningstilstanden i et punkt i berg, må punktet nås. Vanligvis gjøres det gjennom et borehull. Dersom det bores fra en tunnel, må det tas hensyn til spenningsfordelingen rundt tunnelen (se Kapittel 3.3). Borhullengden må følgelig være minst 1–1,5 ganger tunneldiameteren. Det naturlige spenningsfeltet vil også endres rundt borhullet. Forstyrrelsen kan utnyttes til å bestemme spenningstilstanden ved bruk av elastisitetsteorien, eller den må korrigeres for. Mange målemetoder utnytter såkalt *spenningsutløsning ved overboring* («overcoring») (Myrvang, 2001).

Spenningsmålinger utføres direkte eller indirekte. De indirekte metodene omfatter tøyningmålinger og transformasjon av tøyninger til spenninger ved bruk av elastisk teori. Såkalte *strekk-lapper*, som måler tøyning, har blitt utviklet for overcoring-metodene siden 1960-tallet. I dag er kombinasjonen av overcoring og strekk-lapper en anerkjent metode verden over. En annen allment brukt metode er *hydraulisk splitting*, som til forskjell fra overcoring-metodene er basert på spenningslikevekt (Li, 2015).

### 3.5.1 Todimensjonal overcoring: «Doorstopper»-metoden

Målecellen som anvendes til todimensjonal overcoring kalles *doorstopper*. Den har en strekk-lappsett festet til bunnen. Metoden muliggjør tøyningsgjenvinning i en bergartskjerne gjennom spenningsavlastning. Når en kerne bores ut, ekspanderer den på grunn av elastisitet. Ved å måle den elastiske tøyningsgjenvinningen og bestemme kjernes elastiske parametre, kan spenningene som virket på kjernen beregnes i henhold til Hookes lov (Li, 2015). Prosedyren er beskrevet i Fig. 3.6.



Figur 3.6: Prosedyre for todimensjonal overcoring ved bruk av doorstopper, tilpasset etter Li og Holt (2008).

Differansen mellom den andre avlesningen og nullavlesningen gir tøyningene som forårsakes av spenningene i berget. In situ-spenningene fås gjennom en korrigering ut ifra betraktninger av spenningskonsentrasjonen i hullbunnen (Li, 2015).

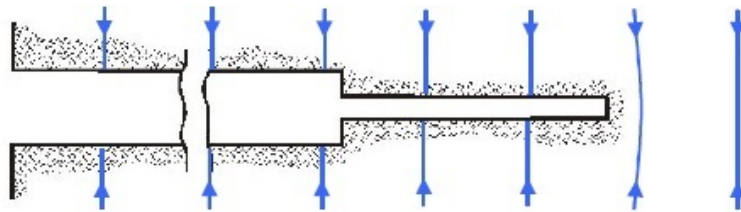
Doorstopper-metoden er fordelaktig fordi den påkrevde overboringslengden er kort, rundt 5 cm. Det kreves ikke pilothull, og følgelig er det bedre muligheter for å oppnå suksessfulle målinger i svake bergarter eller bergarter utsatt for høye spenninger. Ulempen er at kun spenningene i et plan normalt normalt på borehullaksen kan bestemmes (Ljunggren et al., 2003).

### 3.5.2 Tredimensjonal overcoring

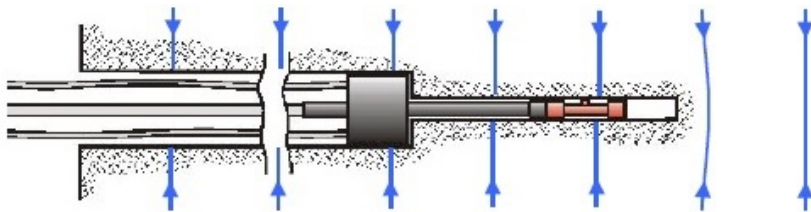
Det er stor usikkerhet knyttet til bruk av doorstopper-metoden til bestemmelse av spenningstilstanden i tre dimensjoner. Den tredimensjonal spenningstilstanden kan bestemmes ved målinger

i ett borhull ved bruk av en 3D-celle (Myrvang, 2001).

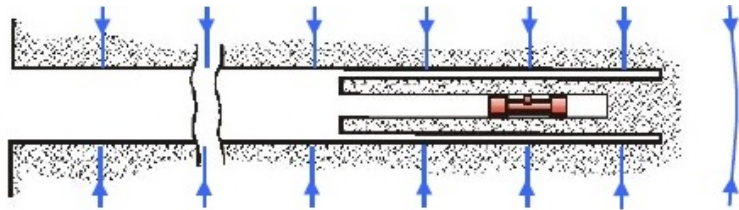
I en homogen og isotrop bergmasse trengs seks uavhengige størrelser for å beskrive spennings-tilstanden i et punkt: Enten tre hovedspenninger ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) med orienteringer ( $\alpha, \beta, \gamma$ ) eller tre normal- ( $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ ) og tre skjærspenninger ( $\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ ). Det er nødvendig å måle minst seks tøyninger for å bestemme spenningstilstanden i et punkt i 3D-rommet. Metoden skiller seg fra doorstopper-metoden ved at flere strekkappsetter er festet til borhullveggen istedenfor én til bunnen (Li, 2015). Prosedyren beskrives i Fig. 3.7.



(a) Steg 1: Et hull med ytre diameter på 76 mm bores til ønsket dybde. En borkrone benyttes til å flate ut hullbunnen. Et konsentrisk hull med ytre diameter på 36 mm bores 30 cm videre.



(b) Steg 2: Målecellen installeres med et spesielt verktøy. Cellen ekspanderes ved hjelp av trykkluft, og strekkappene limes til hullveggen. Da er cellen fiksert. Den først avlesningen (nullavlesningen) foretas.



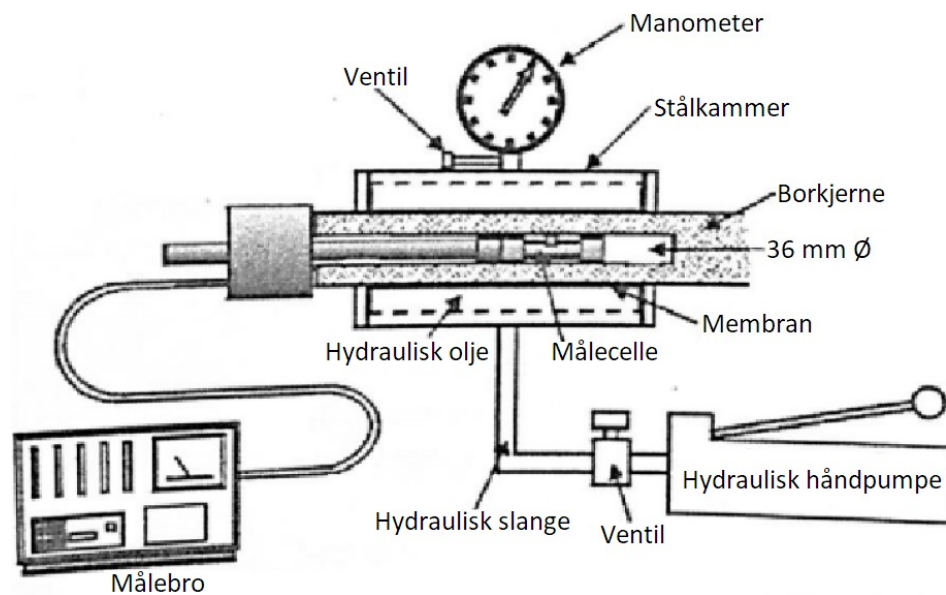
(c) Steg 3: Hullet overbores slik at kjernen spenningsavlastes. Strekkappsettene registrerer korresponderende tøyninger.



(d) Steg 4: Kjernen tas ut med en spesiell innretning. Den andre avlesningen foretas umiddelbart.

Figur 3.7: Prosedyren for tredimensjonal overcoring ved bruk av NTNU/SINTEF-3D-cellen, tilpasset etter Li (2015, 2016b).

Elastisitetsmodulen og Poissons forhold må bestemmes for å beregne spenningene. Det kan gjøres ved å bruke en biaksialcelle (bærbart utstyr) på den hule kjernen (Fig. 3.8). Kjernen, med målecellen i, belastes trinnvis med et kjent hydraulisk trykk. Elastisitetsmodulen og Poissons forhold beregnes fra korresponderende spenninger og tøyninger (Li, 2015; Myrvang, 2001).



Figur 3.8: Illustrasjon av biaksialcellen for testing av hul kjerne og bestemmelse av elastiske parametre, tilpasset etter Li (2016b).

Det er vanlig praksis å foreta 7–10 målinger med 0,5 m mellomrom utenfor tunnelens influenssone. Dataprogrammet *DISO* kombinerer data fra alle målepunktene på forskjellige måter. 20 000–30 000 løsninger oppnås for spenningene. Disse analyseres statistisk. Hovedspenningenes størrelse presenteres som sannsynlighetsfordelinger (Li, 2015; Myrvang, 2001).

### Metodens nøyaktighet og pålitelighet

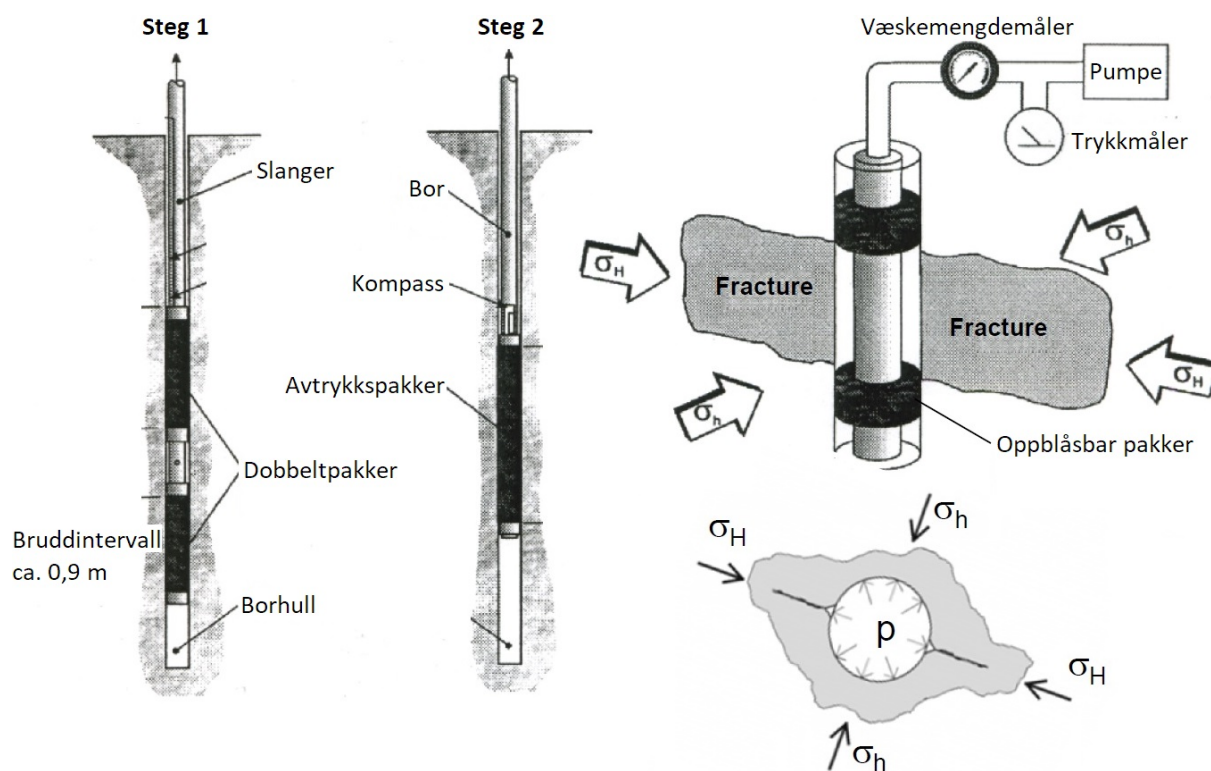
Følgende vurderinger av nøyaktighet og pålitelighet er basert på målinger på flere enn 250 lokalteter (Myrvang, 2001):

- Den målte vertikalkomponenten er som regel i overenstemmelse med Formel (3.1).
- Hovedspenningenes størrelse og retning forklarer forekomsten av bergslag og spraking i tunnelperiferien.
- I daler kan de målte hovedspenningsretningene relateres til topografiske forhold (Fig. 3.2).
- I nærheten av store forkastninger er de målte hovedspenningene tilnærmet normalt på eller parallelle med forkastningsplanet.
- De tre målte, aksiale tøyingskomponentene er i teorien like. Når 7–10 målinger foretas, kan de tre verdiene variere fra punkt til punkt. Gjennomsnittsverdien for alle målingene samsvarer som regel med teorien.
- Inhomogeniteter gir variasjoner i spenningsmålingene. Derfor er det avgjørende at spen-

ningene estimeres fra minimum 7–10 målinger.

### 3.5.3 Hydraulisk splitting

Betegnelsen *hydraulisk splitting* brukes om dannelsen og utviklingen av strekkbrudd i et borhull som følger av injeksjon av en trykksatt væske i en isolert del av hullet. Metoden ble først introdusert i oljeindustrien på 1940-tallet for å stimulere oljeproduksjonen fra lavpermeable formasjoner (Ljunggren et al., 2003). Metoden er aktiv i og med at det utøves et trykk som medfører brudd. Dette forutsetter at hovedspenningsmønsteret er orientert normalt/parallelt borhullet, og at hullet er boret vertikalt. Metoden er egnet for store dyp, og har blitt anvendt på dyp større enn 5000 m. En prinsippskisse av ISRMs anbefalte utstyr er vist i Fig. 3.9 (Myrvang, 2001).



Figur 3.9: Prinsippskisse av utstyr for hydraulisk splitting: splitteutstyr (steg 1) og avtrykkspakker (steg 2). Tilpasset etter Li (2016b).

#### Steg 1

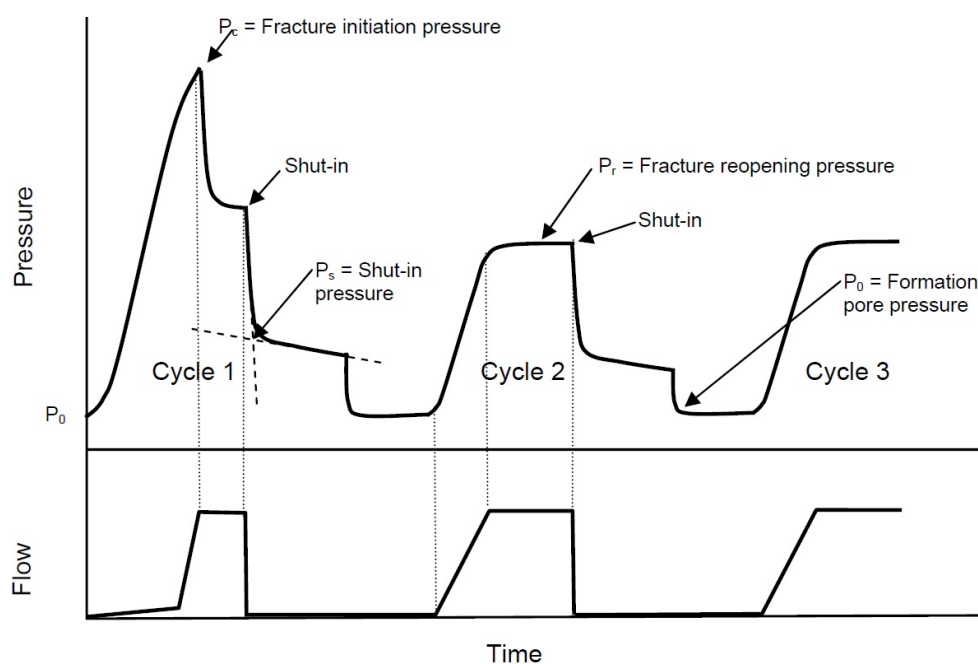
I steg 1 fires utstyret ned i borhullet. En *dobeltpakker*, det vil si to gummibelger i innbyrdes avstand 0,9–1 m bundet sammen med et perforert stålrør, plasseres på hullbunnen (Fig. 3.9). Seksjonen mellom pakkerne (testseksjonen) kobles til en høytrykkpumpe med trykk- og væskemengdemåler via høytrykksrør/slanger. Pakkerne er koblet til et separat høytrykksystem som muliggjør oppfylling med væske eller trykkluft. Flere tester utføres mens utstyret trekkes

tilbake mot hullmunningen: Pakkerne trykkes (trykket må være større enn trykket i testseksjonen for å unngå lekkasjer langs pakkerne), og trykket i testseksjonen økes inntil bruddannelse (Myrvang, 2001).

Væskemengde og trykk registreres (Fig. 3.10). I starten pumpes en liten vannmengde inn i den isolerte testseksjonen, og trykket – som initielt er likt poretrykket i bergmassen ( $P_0$ ) – bygges opp inntil det når splittetrykket ( $P_c$ ), der første brudd initieres. Strekkbruddet dannes vanligvis vertikalt, og kriteriet er

$$P_c = 3\sigma_h - \sigma_H + \sigma_t \quad (3.8)$$

der  $\sigma_h$  er minste horisontalspenning,  $\sigma_H$  er største horisontalspenning og  $\sigma_t$  er bergartens strekkfasthet. Væskedelingen fortsetter slik at bruddet utvikles litt videre. Når kurven flater ut, krever ikke bruddutviklingen en betydelig trykkøkning (Li, 2015). Systemet stenges så med en ventil, indikert med «shut-in». Trykket faller til lukketrykket ( $P_s$ ) (Myrvang, 2001). Ventilen åpnes, og trykket faller til  $P_0$ . Første syklus er fullført (Li, 2015).



Figur 3.10: Typisk registrering av trykk mot tid for hydraulisk splitting i granitt (Li, 2015).

Syklusen repeteres vanligvis 2–3 ganger (Myrvang, 2001). Andre syklus starter når væske pumpes inn i borhullet igjen. Når væskemengden er konstant og trykket forblir på  $P_r$ , har bruddet blitt gjenåpnet. Trykket faller etter «shut-in». Gjenåpningstrykket ( $P_r$ ) er mindre enn splittetrykket ( $P_c$ ), og differansen

$$\sigma_t = P_c - P_r \quad (3.9)$$

er lik bergartens strekkfasthet ( $\sigma_t$ ). Lukketrykket ( $P_s$ ) måles for hver syklus, og den minste av verdiene tas som verdien for minste horisontalspenning ( $\sigma_h$ ) (Li, 2015). Denne er lik  $\sigma_3$ . Største hovedspenning ( $\sigma_1$ ) er gitt ved

$$\sigma_1 = \sigma_H = 3P_s + \sigma_t - P_c \quad (3.10)$$

der  $\sigma_H$  er største horisontalspenning (Larsen, 2016).

## Steg 2

I steg 2 brukes en *avtrykkspakker* for å bestemme retningen på største hovedspenning, som er parallell med strekkbruddene (Fig. 3.9). Pakkeren er koblet til et kompass for å bestemme dens retning. Pakkeren presses mot hullveggen når den blåses opp. Dens overflate består av et mykt gummimateriale. Et avtrykk av hullveggen, der sprekkene er synlige, lages på pakkeren. Retningen på bruddene kan da brukes til å bestemme retningen på største hovedspenning (Myrvang, 2001).





# DESIGN AV VANNKRAFTTUNNELER

## 4.1 Generell prosedyre for prosjektering av bergrom

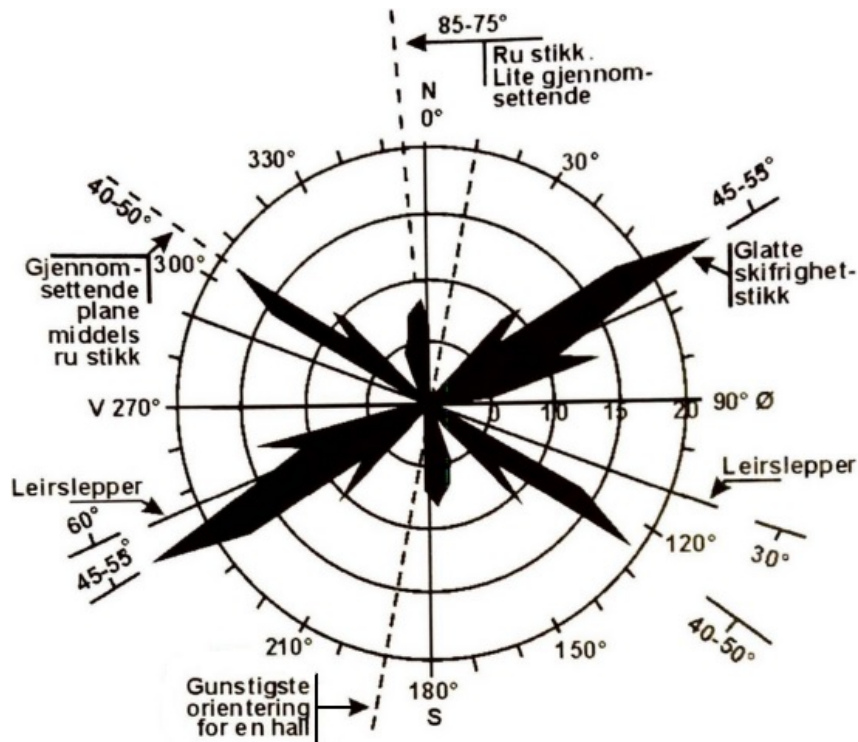
Prosedyren for prosjektering av bergrom i fjell følger i prinsippet fire faser. Bergrommet skal

1. *plasseres* i et stabilitetsmessig gunstig område,
2. *orienteres* slik at bergrommets lengdeakse gir optimal stabilitet,
3. *utformes* i henhold til spenningsforholdene og bergmassens oppsprekking og materialegenskaper samt
4. *dimensjoneres* for en optimal økonomisk løsning.

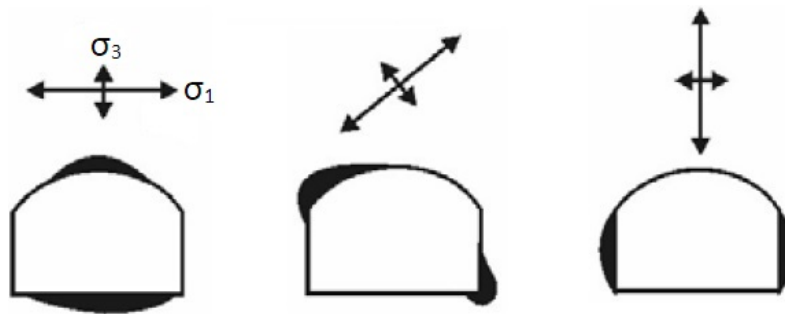
Plasseringen er ofte begrenset av adkomstforhold, muligheter for påhugg, hydrauliske forhold og økonomiske faktorer. Gruntliggende bergrom bør ha minst 3–6 m med overdekning som ikke er dagberg. Dyptliggende bergrom plasseres i områder med gunstige spenningsforhold og færrest mulig svakhetssoner. Særlig bør steile svakhetssoner som er parallelle med langveggene i bergrommet og har et fall større enn  $40^\circ$  mot bergrommet unngås.

Prinsippet for orienteringen er at bergrommets lengdeakse orienteres nærmest mulig halveringslinjen for største skjæringsvinkel mellom de to viktigste sprekkeretningene. Dette gjøres ved hjelp av en såkalt sprekkerose (Fig. 4.1). Viktigheten av sprekkeretninger vurderes ut ifra antallet sprekker og sprekkenes steilhet og friksjonsegenskaper. For dyptliggende bergrom må også risikoen for bergtrykksproblemer vurderes: Sprekkedannelse, sprakeberg og bergslag inntreffer der retningen på største hovedspenning ( $\sigma_1$ ) tangerer bergrommets periferi (Fig. 4.2).

Som nevnt er bergmassen diskontinuerlig. Den kan derfor ikke motstå strekkspenninger. Bergrommet bør følgelig utformes for å gi jevnt fordelte trykkspenninger tangentialt til bergrommets periferi (jf. Kap. 3.3). Dette oppnås ved å gi bergrommet en enkel form med en buet heng.



Figur 4.1: Sprekkerose med strøkretninger og gunstigste orientering av bergrom (Nilsen og Broch, 2012).



Figur 4.2: Figuren indikerer hvor bergtrykksproblemer oppstår i et bergrom som følge av retningene på hovedspenningene, tilpasset etter Panthi (2017).

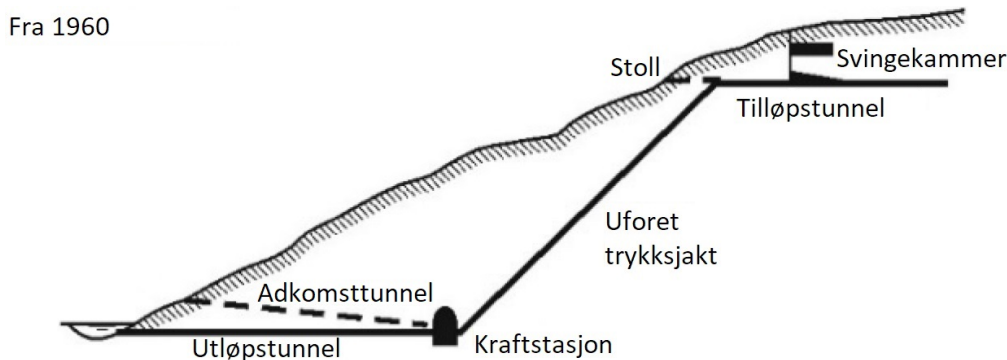
Henges form tilpasses detaljsprekkes orientering, tetthet og karakter. Spennvidden er ofte en kritisk dimensjon for bergrommet. Eventuelle stabilitetsproblemer vil vanligvis øke med økt spennvidde, og spennvidden må derfor vurderes nøye (Nilsen og Broch, 2012).

## 4.2 Den tidlige utviklingen

Frem til 1968 var «tommelfingerregelen» for planlegging av uforede trykksjakter, assosiert med uformingen vist i Fig. 4.3, uttrykt som

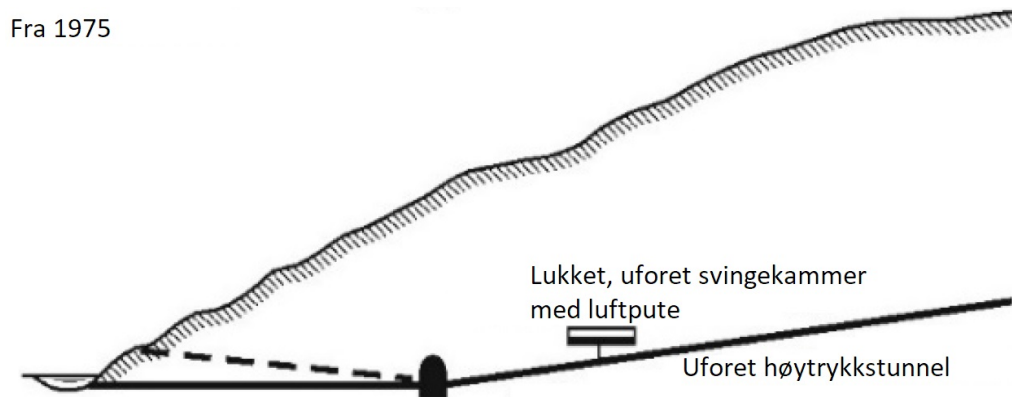
$$h > cH \quad (4.1)$$

der  $h$  er den vertikale dybden til et vilkårlig punkt langs sjakten,  $c$  er en konstant i intervallet 0,6–1,0 som avhenger av helningen på dalsiden og  $H$  er den statiske fallhøyden ved punktet. Helningen på sjakten varierte mellom  $31^\circ$  og  $47^\circ$  og var vanligvis på  $45^\circ$  (Broch, 1982).



Figur 4.3: Generell utforming av vannkraftverk fra 1960, tilpasset etter Palmström og Broch (1980) og Panthi og Basnet (2016).

Frem til 1970-årene ble samtlige vannkraftverk konstruert med ventilert svingekammer for å dempe påkjenningene ved hurtige endringer av vannstrømmen gjennom turbinen (Fig. 4.3). Ved Driva kraftverk (Sunnadal, Møre og Romsdal), som ble idriftssatt i 1973, gjorde krevende topografi det umulig å bygge en adkomstvei til stollen og toppen av svingekammeret. Løsningen var å implementere det innovative svingekammeret med luftputebasseng (Panthi og Basnet, 2016). Den komprimerte luften i svingekammeret fungerer som en pute som reduserer trykket på det hydrauliske maskineriet og vannveien. På Driva, for eksempel, ble halvparten av kammeret på  $6000 \text{ m}^3$  fylt med luft under et trykk på 42,5 bar. Erfaringene fra Driva-prosjektet ga ekstra tillit til anvendelsen av uforede tunneler. Innovasjonen endret den generelle utformingen av vannkraftverk, som vist i Fig. 4.4. Et lukket kammer nær kraftstasjonen erstattet det ventilerte svingekammeret. En høytrykkstunnel med helning på 1:10–1:15 erstattet trykksjakten (Broch, 1982).



Figur 4.4: Generell utforming av vannkraftverk fra 1975, tilpasset etter Palmström og Broch (1980).

Driften av uforede trykktunneler og -sjakter i Norge har vært suksessfull i 99 % av tilfellene.

Lærdommene fra de få casene med stabilitetsproblemer har bidratt til utviklingen av design-prinsipper og -kriterier (Panthi og Basnet, 2016).

## 4.3 Design av uforede trykktunneler og -sjakter

Som følger av faktorene som påvirker stabiliteten til et bergrom (se Kapitlene 2 og 3.2) må to kriterier oppfylles ved plassering av uforede trykktunneler og -sjakter. Ingen alvorlige drifts- eller stabilitetsproblemer har oppstått i vannkraftprosjekter som har oppfylt kriteriene (Panthi, 2014).

### 4.3.1 Krav til geologiske forhold

De geologiske forholdene i Norge er gunstige for vannveier i fjell. De fleste bergartene er av prekambrisk og paleozoisk alder. Isavsmeltingen har eksponert bergmasser av høy kvalitet for overflaten. Norge er derfor en typisk «hard rock province» bestående av kompetente magmatiske og metamorfe bergarter med trykkfasthet større en 50 MPa. Bergmassene er generelt massive. Det geotektoniske miljøet er en nøkkelfaktor i byggingen av trykktunneler og -sjakter uten betydelige mengder sikring. Allikevel er det visse forhold som må møtes med tiltak eller unngås. Følgende forhold er ugunstige (Panthi, 2014):

- Svært porøse bergarter av vulkansk og sedimentær opprinnelse
- Karst
- Impermeable lag av leire som kan forårsake økt vanntrykk på kritiske steder

Basnet og Panthi (2018) foreslår i tillegg følgende ugunstige forhold:

- Svake bergmasser med stor grad av skifrihet
- Bergmasser med flere enn to sprekkese, der det ene har et steilt fall mot dalsiden
- Åpne sprekker eller sprekker fylt med sand/silt som kan vaskes vekk
- Tilnærmet horisontale sprekker i områder med lav overdekning
- Nærliggende forkastninger eller svakhetssoner som er parallelle med eller krysser dalsiden
- Avspente områder, samt områder i nærheten av bratte dalsider
- Hydrostatisk nivå over grunnvannspeilet, og i nærheten av dalsider

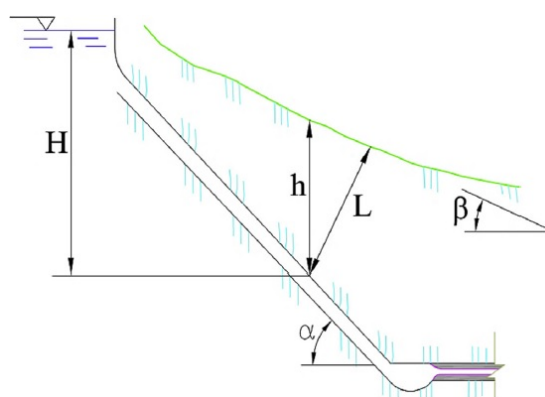
- Permeable sprekker og kommunikasjon mellom sprekkesett

### 4.3.2 Krav til overdekning

Byrte kraftverk (Tokke, Telemark) ble bygget i 1968. Anlegget består blant annet av en uforet trykksjakt med helning på  $60^\circ$ . En operasjonsfeil relatert til den statiske fallhøyden medførte hydraulisk jekking av en leirfylt forkastningssone og dermed lekkasjer (Panthi og Basnet, 2016). Som en konsekvens ble Formel (4.1) revidert for å dekke sjakter med helning større enn  $45^\circ$ . Den reviderte tommelfingerregelen uttrykkes ved

$$h > \frac{H\gamma_w}{\gamma_r \cos\alpha} \quad (4.2)$$

der  $\gamma_w$  er tettheten til vann,  $\gamma_r$  er tettheten til bergmassen,  $\alpha$  er sjakten helning og  $h$  og  $H$  er som for Formel (4.1). Symbolbruken er illustrert i Fig. 4.5 (Broch, 1982).



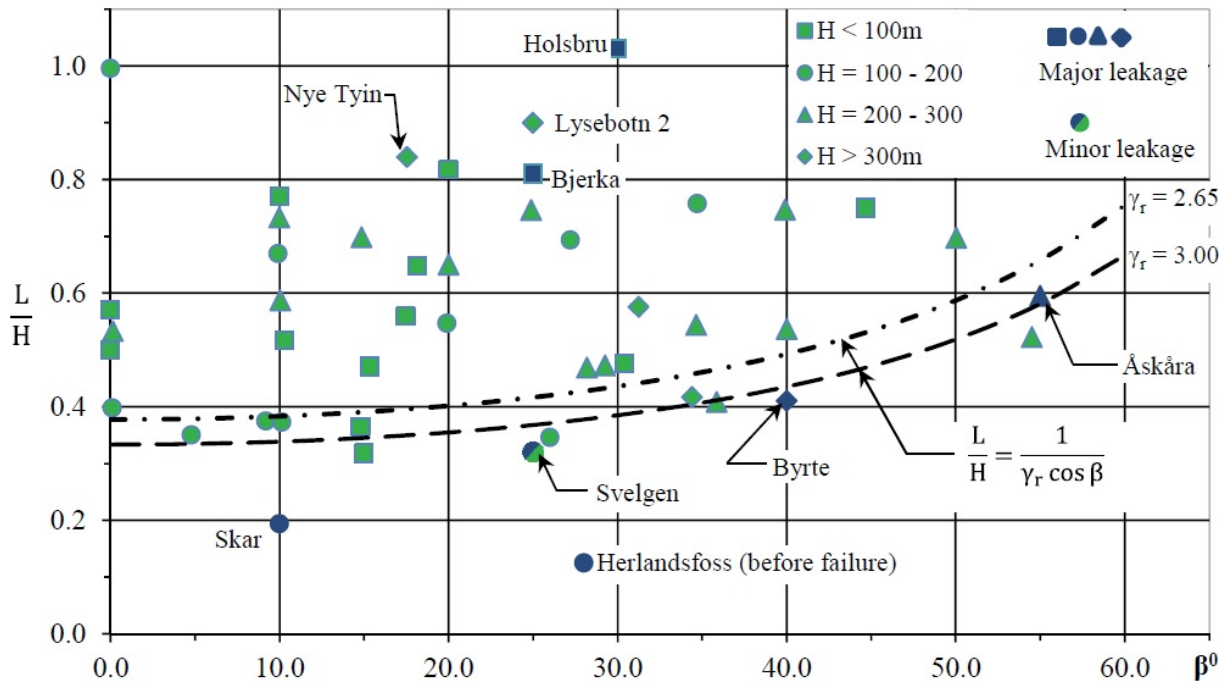
Figur 4.5: Illustrasjon relatert til de norske tommelfingerreglene (Basnet og Panthi, 2018).

Byggingen av Åskåra kraftverk (Bremanger, Sogn og Fjordane) ble fullført i 1973. Etter fullført vannfylling ble det registrert lekkasjer til overflaten. Under inspeksjon viste det seg at tverrsprekker hadde blitt utvidet med 3–4 cm i den uforede trykktunnelen nær konus. Dette indikerte hydraulisk jekking (Panthi og Basnet, 2016). Jekkingen fulgte en steil, sandfylt sprekke med strøk parallelt med den bratte dalsiden ( $55^\circ$ ) og normalt på tunnelen. Etter dette ble det introdusert en ny tommelfingerregel som tar hensyn til dalsidehelningen ( $\beta$ ), uttrykt ved

$$L > \frac{H\gamma_w}{\gamma_r \cos\beta} \quad (4.3)$$

der  $L$  er korteste distanse til overflaten (Fig. 4.5) (Broch, 1982). Fig. 4.6 viser uforede trykktunneler og -sjakter plottet i henhold til dalsidehelning ( $\beta$ ) og forholdet ( $L/H$ ) mellom korteste

avstand til overflaten og vertikal overdekning. De ulike geometriske formene indikerer fallhøyden, som angitt. En fylt eller halvfylt form indikerer henholdsvis større og mindre lekkasjer. Alle prosjektene som ikke tilfredsstiller Formel (4.3) og der det forekom lekkasjer er plottet under de stiplede linjene. Større lekkasjer forekom ved Bjerka og Holsbru selv om disse tilfredsstiller kriteriet (Broch, 1982; Panthi og Basnet, 2016).



Figur 4.6: Prosjekter med uforedede trykktunneler og -sjakter plottet i henhold til dalsidehelning ( $\beta$ ) og forholdet ( $L/H$ ) mellom korteste avstand til overflaten og vertikal overdekning (Panthi og Basnet, 2016).

Utstikkende fjellpartier vil avspennes og bør derfor neglisjeres ved måling av nødvendig overdekning ( $h$  og  $L$ ). En evaluering av topografi er følgelig viktig i ikke-glasiale fjellområder der elver og bekker har erodert dype og irregulære kløfter og raviner i dalsidene (Broch, 2000).

Formlene (4.2) og (4.3) anses som norske «state-of-the-art»-kriterier for uforedede trykktunneler og -sjakter (Panthi og Basnet, 2016). De er basert på likevektsbetraktninger og tar kun hensyn til gravitasjonsspenninger. Spenningsbildet påvirkes imidlertid av topografiske forhold og tektoniske spenninger. Endelig element-analyser (FEM) benyttes for ta hensyn til disse forholdene (Nilsen og Broch, 2012; Panthi, 2014). FEM uttrykkes best ved å betrakte  $\sigma_3$  som den avgjørende faktoren for hvorvidt plassering av uforet trykktunnel/-sjakt er mulig. Minste hovedspenning ( $\sigma_3$ ) uttrykkes ved

$$\sigma_3 > H\gamma_w \quad (4.4)$$

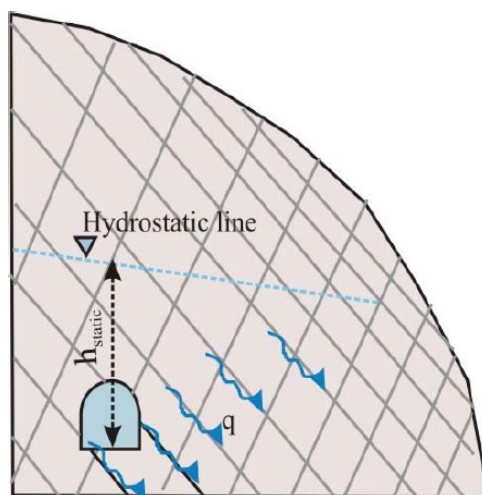
Numerisk modellering kan benyttes for å sjekke kravet til  $\sigma_3$  (Panthi, 2014). Numerisk modellering og FEM omtales i Kap. 8.4.

### 4.3.3 Hovedutfordringer

Å unngå hydraulisk jekking (jf. Kap. 3.4) er et kjernepunkt ved design av uforede trykktunneler og -sjakter (Amadei og Pan, 1995; Basnet og Panthi, 2018; Benson, 1989; Brekke og Ripley, 1993; Palmström og Broch, 2017). Ifølge Palmström og Broch (2017) utgjør hydraulisk jekking, som kan medføre lekkasjer, og kollaps de to hovedutfordringene ved designet.

#### Lekkasjer

Lekkasjer påvirkes i hovedsak av fallhøyden ( $h_{\text{static}}$ ), graden av oppsprekking og diskontinuitetenes karakteristikk (Fig. 4.7) (Panthi og Nilsen, 2008). Erfaring tilsier at uforede bergmasser kan motstå et vanntrykk på 100 bar. Det tilsvarer en fallhøyde på 1000 m (Broch, 2000).



Figur 4.7: Illustrasjon av mulige lekkasjer gjennom en uforet/sprøytebetongfôret tunnel (Panthi og Nilsen, 2008).

Panthi og Nilsen (2008) foreslår en grense for lekkasjer på 1–1,5 liter per minutt per meter tunnel. Ved å utføre en kontrollert, stegvis vannfylling og lekkasjemålinger kan alvorlige lekkasjer oppdages tidlig og nødvendige tiltak iverksettes i tide. Tab. 4.1 viser rater som brukes i Norge for vannfylling og tømning av uforede tunneler (Palmström og Broch, 2017).

Tabell 4.1: Rater for vannfylling og tømning av uforede tunneler (Palmström og Broch, 2017).

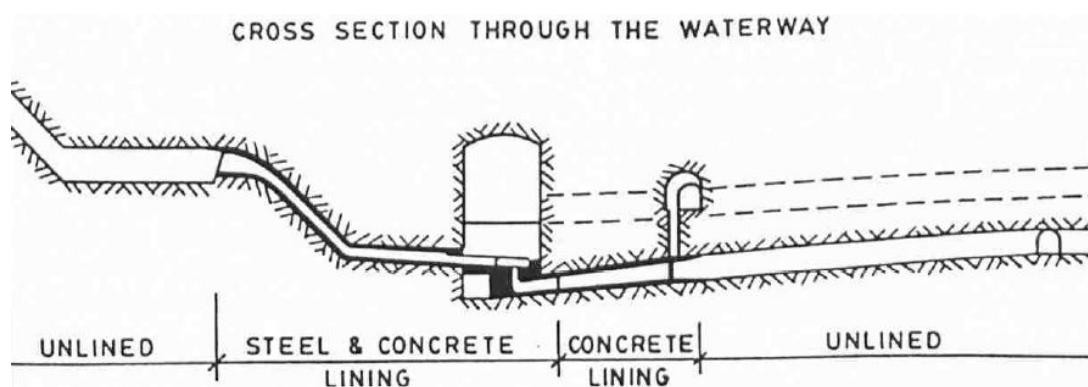
Operasjon	Økning/reduksjon i fallhøyde (m)	
	per time	per dag
1. vannfylling	10	Maks 200
2. vannfylling	15	Maks 300
Tømning	10–15	Maks 250

## Kollaps

Trykksvingninger kan løsne bergblokker som tilsynelatende er stabile under konstruksjon. Slike svingninger kan komme av av/på-operasjoner (Brekke og Ripley, 1993). Alvorlige nedfall i tunnelen kan medføre falltap på noen få centimeter. En falltap på én meter kan indikere kollaps (Palmström og Broch, 2017).

## 4.4 Moderne design

Fig. 4.8 viser et eksempel på et moderne vannkraftverk med uforet vannvei og én turbin. Lignende design finnes på vannkraftverk i Norge med fallhøyder på 200–600 m. Det kritiske punktet er der den uforede trykksjakten ender og den stålkledde tunnelen eller rørgaten starter, det vil si ved betongproppen. Betongproppens plassering skal være slik at  $\sigma_3$  er større en fallhøyden ved et hvert punkt langs den uforede tunnelen/sjakten. Proppens lengde er vanligvis 10–40 m avhengig av fallhøyden og geologiske forhold. Som en generell regel er proplengden 4 % av fallhøyden. Lengden på stålføringen er vanligvis 30–80 m avhengig av fallhøyden og bergmasseforholdene (Palmström og Broch, 2017).



Figur 4.8: Lengdeprofil av et vannkraftverk (med uforet vannvei) i området rundt kraftstasjonen (Broch, 1982).



## GJENNOMGANG AV CASER

### 5.1 Introduksjon

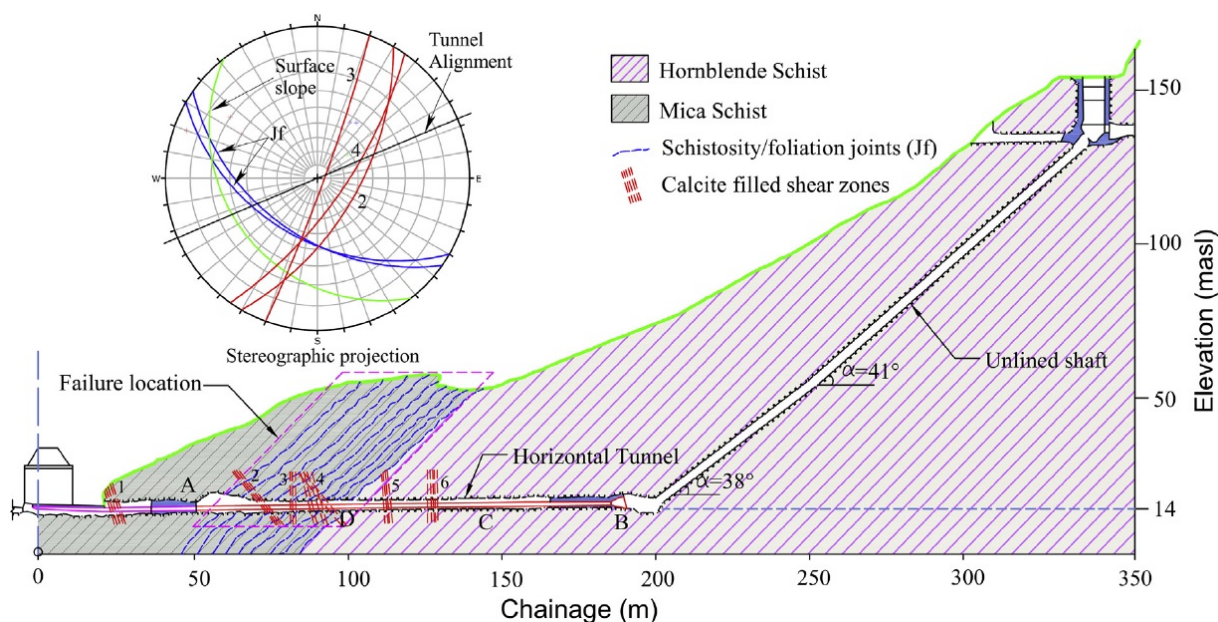
I dette kapitlet gjennomgås caser der bruken av uforede trykktunneler har medført utfordringer. Hydraulisk splitting/jekking er et gjennomgående tema. Det skiller nesten et århundre mellom første og siste case, og casene er valgt for å belyse viktigheten av å både vurdere ingeniørgeologiske aspekter og spenningstilstand som å tilfredsstille tommelfingerreglene for å oppnå et trygt design (Panthi og Basnet, 2016).

### 5.2 Herlandsfoss kraftverk, Hordaland (1919)

Gamle Herlandsfoss kraftverk (HKRV) ble bygget i perioden 1916–1919. HKRV utnytter vannet fra Herlandsvassdraget i Osterøy kommune i Hordaland. Driften på den gamle kraftstasjonen ble stanset i mai 1995, og nye Herlandsfoss kraftverk stod ferdig påfølgende høst. Det nye kraftverket yter 13,8 MW og har en midlere årdproduksjon på 54 GWh (Rosvold, 2013). Anlegget har maksimal brutto fallhøyde på 140 m. Det består av en 1400 m lang tilløpstunnel, svingesjakt, uforet sjakt med et fall på omtrent 40° og en 175 m lang rørgate i tunnel nær kraftstasjonen i dagen (Fig. 5.1) (Panthi og Basnet, 2016).

#### 5.2.1 Geologiske og ingeniørgeologiske forhold

Geologisk er HKRV lokalisert i kaledonske bergarter. Hovedbergartene er hornblendeskifer og glimmerskifer (Fig. 5.1). Hornblendeskiferen er massiv og av god kvalitet sammenlignet med



Figur 5.1: Herlandsfoss kraftverk: lengdeprofil og bruddlokalitet (Basnet og Panthi, 2018).

glimmerskiferen. Den uforede tunnelen er orientert omtrent parallelt med glimmerskiferens foliasjonsplan. Glimmerskiferen på profil 55 til 98 ble observert som svært skifrig (den kunne brytes med fingrene) og rik på kloritt og muskovitt. Tunnelen krysser seks 2–3 m brede skjærsoner. Sprekkene har en innbyrdes avstand på 5–20 cm og er fylt med et 1–3 mm tykt kalsittleirelag (Basnet og Panthi, 2018).

## 5.2.2 Stabilitetsproblemer og utbedringer

I utgangspunktet dekket rørgaten de første 50 metrene fra turbinen. Merket «A» i Fig. 5.1 indikerer betongproppens plassering. Innlekkasjer ble observert under bygging ved profilene 92–94. Betongfôring ble brukt som mottiltak. Den resterende 150 m lange, horisontale trykktunnelen forble uforet frem til bunnen av sjakten. Etter fem timer under fullt hydrostatisk trykk lekket betydelige mengder vann fra oppstrøms side av konus. Lekkasjekanalene nådde helt til overflaten over profil 50. Vannveien ble tømt, og under inspeksjon ble det observert betydelige mengder innlekkasje ved profil 98. Hydraulisk splitting/jekking hadde forekommet i tunnelen etter vannfylling. Dette medførte dannelse av nye sprekker i den uforede trykktunnelen over en distanse på 50 m fra konus samt utvidelse av eksisterende sprekker. Som mottiltak ble det installert forsterket betongfôring over en lengde på 60 m.

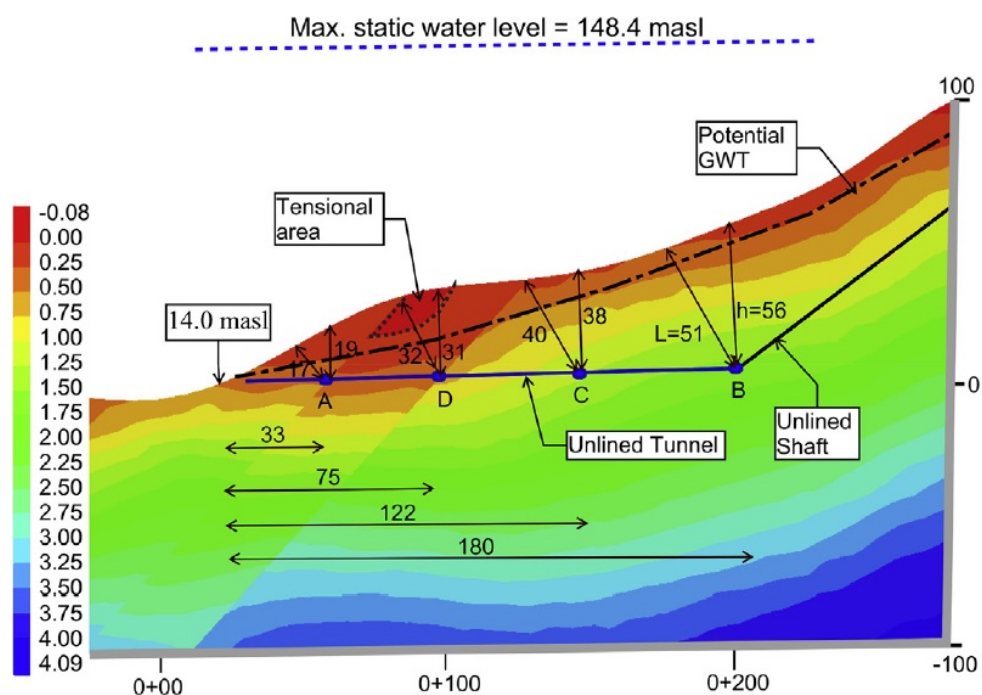
To måneder etter andre vannfylling ble det observert tiltakende lekkasjer på overflaten. Vannveien ble inspisert, og flere sprekker med opptil 20 cm åpning ble observert i den forsterkede betongfôringen ved profilene 70–79. Dette ble tolket som at bergmassen hadde blitt hevet i løpet av første oppsprekking og deretter deformert nedover etter tømning av vannveien. Det ble be-

sluttet å forlengte rørgaten til bunnen av trykksjakten. Tredje vannfylling ble en suksess (Panthi og Basnet, 2016).

### 5.2.3 Årsaker

En analyse, utført av Basnet og Panthi (2018), basert på de norske tommelfingerreglene viste at sikkerhetsfaktoren for vertikal overdekning ( $FS_h$ ) og korteste distanse til overflaten ( $FS_L$ ) er større enn én ved lokalitet B (Fig. 5.2). Teoretisk skal ikke brudd forekomme dersom sikkerhetsfaktoren overstiger én. Ved C og D er både  $FS_h$  og  $FS_L$  mindre enn én. Brudd forekom allikevel bare ved D.

Hornblendeskiferen har tette foliasjonssprekker tilnærmet parallelt med dalsiden og få tverrsprekker. Dette var gunstig for den uforede sjakten/tunnelen, og det forekom ikke lekkasjer selv om maksimal statisk fallhøyde overstiger grunnvannsspeilet (Fig. 5.2). Spennings situasjonen i hornblendeskiferen på tunnelnivå er gunstig fordi dette er på nivå med dalbunnen og bergmassen er tilstrekkelig sterk til å unngå brudd.



Figur 5.2: Herlandsfoss kraftverk: grunnvannsspeil (GWT),  $\sigma_3$  i MPa, maksimalt statisk vannnivå (Basnet og Panthi, 2018).

Lekkasjene skjedde i den svake glimmerskiferen fordi de svært skifrige foliasjonssprekkene og dominerende tverrsprekkene er utsatt for hydraulisk jekking. Sprekkefyll av silt og leire tilrettelegger dessuten for hydraulisk jekking. Glimmerskiferen er nærmere dalsiden enn hornblendeskiferen, og dermed er spenningsanisotropien mer utpreget og avspenning sannsynlig (Fig. 5.2).

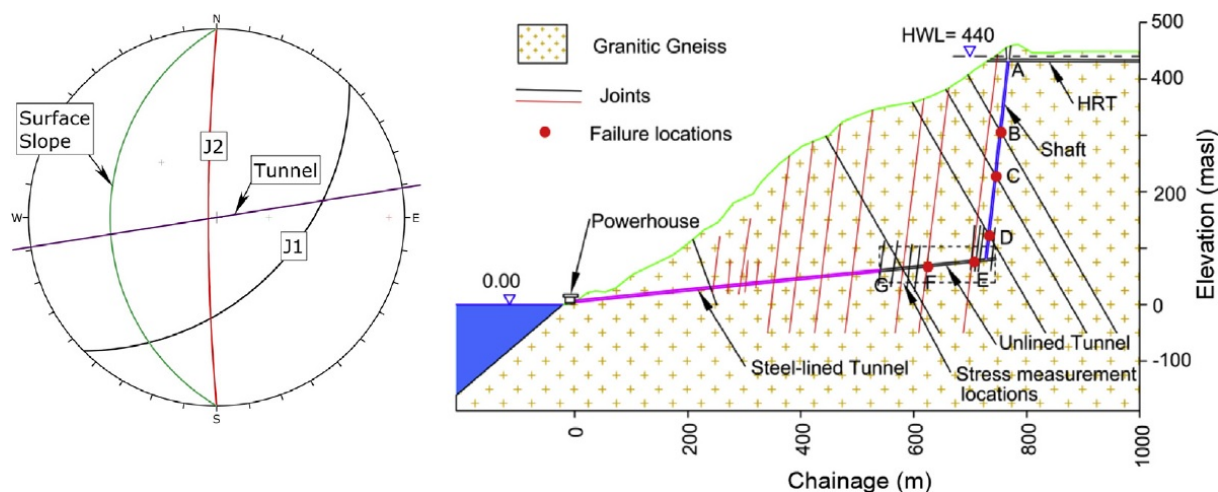
Hovedårsakene til brudd er relativt lav overdekning og en svak og svært skifrig bergmasse (Basnet og Panthi, 2018).

## 5.3 Fossmark kraftverk, Hordaland (1989)

Fossmark kraftverk (FKRV) i Vaksdal kommune i Hordaland stod ferdig i 1917. Fossdalsvatnet er inntaksmagasin. Bergenhalvøens Kommunale Kraftselskap AS (BKK) overtok kraftverket i 1988, og i 1989 stod det ferdig modernisert. FKRV yter 9 MW og har en midlere årsproduksjon på 43 GWh. Fallhøyden er 440 m (BKK, u.å.). Det originale, moderniserte designet bestod av tilløpstunnel, uforet trykksjakt, uforet trykktunnel og stålledd rørtunnel frem til kraftstasjonen i dagen (Fig. 5.3) (Basnet og Panthi, 2018).

### 5.3.1 Geologiske og ingeniørgeologiske forhold

Hovedbergarten er granittisk gneis (Fig. 5.3). Bergmassen består av to markerte sprekkesett hvorav det ene representerer en svakhetssone. Dette sprekkesettet er merket «J1» på den stereografiske projeksjonen i Fig. 5.3. Under utgraving ble det observert sprekkefyll, med 1–2 cm tykkelse, av silt og leire i ni av 15 sprekker langs den uforede tunnelen. Sprekkeåpningen er 0–5 cm. To markerte svakhetssoner ble krysset under utgraving av sjakten (Basnet og Panthi, 2018).



Figur 5.3: Fossmark kraftverk: stereografisk projeksjon og lengdeprofil (Basnet og Panthi, 2018).

### 5.3.2 Stabilitetsproblemer og utbedringer

Første vannfylling ble stoppet ved 357 m.o.h. fordi det ble observert lekkasjer på overflaten ved 300 m.o.h. Vannveien ble tømt, og det ble observert tre hydraulisk deformerte sprekker.

Sprekkefyllet i to sprekker var vasket vekk. Som mottiltak ble det iverksatt etter-injeksjon og sprøytebetongfôring.

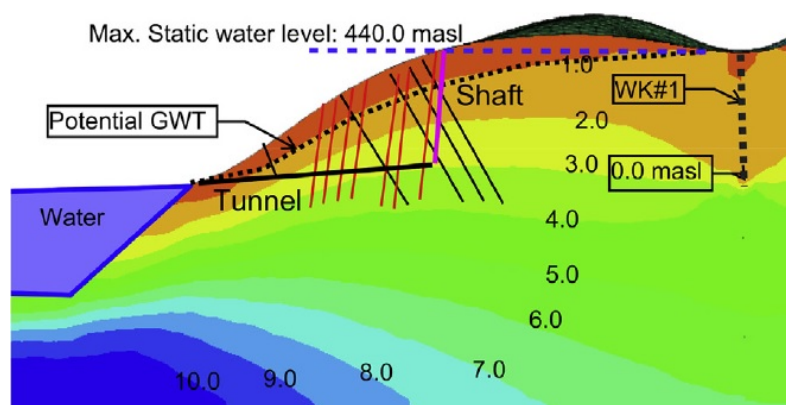
Andre vannfylling ble stoppet ved maksimalt nivå, 410 m.o.h. Vannveien ble tømt. En sprekk, som strakk seg fra trykktunnelen til sjaktbunnen, hadde flyttet seg 2–3 mm. Flere kubikkmeter med fjell hadde falt ned til bunnen av sjakten fra svakhetssonen. Konklusjonen var et det er kommunikasjon mellom sprekkene i sjaktområdet. Etter-injeksjon og sprøytebetongfôring ble utført i bruddområdet i sjakten.

Under tredje og siste vannfylling, som startet på 2,75 m<sup>3</sup> per minutt, forekom hydraulisk splitting/jekking ved vannivå på 368 m.o.h. Vannfyllingen ble økt. Allikevel avtok vannivået i sjakten. Vannivået stabiliserte seg på 330 m.o.h. ved vannfylling på 10 m<sup>3</sup>/min. Lekkasjen ble estimert til 9 m<sup>3</sup>/min. Det ble bestemt å kle både trykksjakten og -tunnelen i stål (Basnet og Panhti, 2018).

### 5.3.3 Årsaker

Basnet og Panhti (2018) utførte en analyse basert på de norske tommelfingerreglene. Både  $FS_h$  og  $FS_L$  er større enn to ved lokalitet A og større enn én ved G (Fig. 5.3). Det forekom ikke brudd ved A eller G. Både  $FS_h$  og  $FS_L$  er større enn én ved B–F. Allikevel forekom det brudd ved B–F.

En svakhetszone, bratt topografi og en dyp dal påvirker spenningstilstanden ved den uforede trykktunnelen og -sjakten. Avspenning, som medfører hydraulisk jekking av to kryssende sprekkesystemer (Fig. 5.4), kan ha økt lekkasjene fra tunnelen og sjakten. Følgelig utgjør bratt topografi, dyp dal, svakhetszone parallelt med dalen og ugunstige sprekketilstander hovedårsakene til brudd (Basnet og Panhti, 2018).



Figur 5.4: Fossmark kraftverk: grunnvannsspeil (GWT),  $\sigma_3$  i MPa, maksimalt statisk vannivå (Basnet og Panhti, 2018).

### **5.3.4 Sammenligning med FKR**

Både HKR og FKR har to hovedsprekkesett der det ene har et bratt fall og er ugunstig orientert. Sprekkene er fylt med silt- og leirmineralbelegg som kan vaskes vekk. Åpne og permeable sprekker danner lekkasjekanaler som muliggjør trykkøkning og øker potensialet for hydraulisk jekking. Nærliggende forkastning tilrettelegger for prosessen (Basnet og Panthi, 2018).

## **5.4 Upper Tamakoshi Hydroelectric Project, Nepal (2018)**

Upper Tamakoshi Hydroelectric Project (UTHP) er under bygging i Dolakha-distriktet i Nepal, nordøst for Katmandudalen. Byggingen startet i 2011, og planlagt åpning var sent i 2016. 25. april 2015 inntraff et jordskjelv med momentmagnitudo 7,8, kjent som Gorkha-jordskjelvet. Prosjektets tilkomstvei ble skadet som følge av flere steinskred i Tamakoshi-dalen. Undergrunnsanleggene ble ikke utsatt for alvorlige skader. Jordskjelvet forsinket åpningen av prosjektet, som trolig blir i 2018.

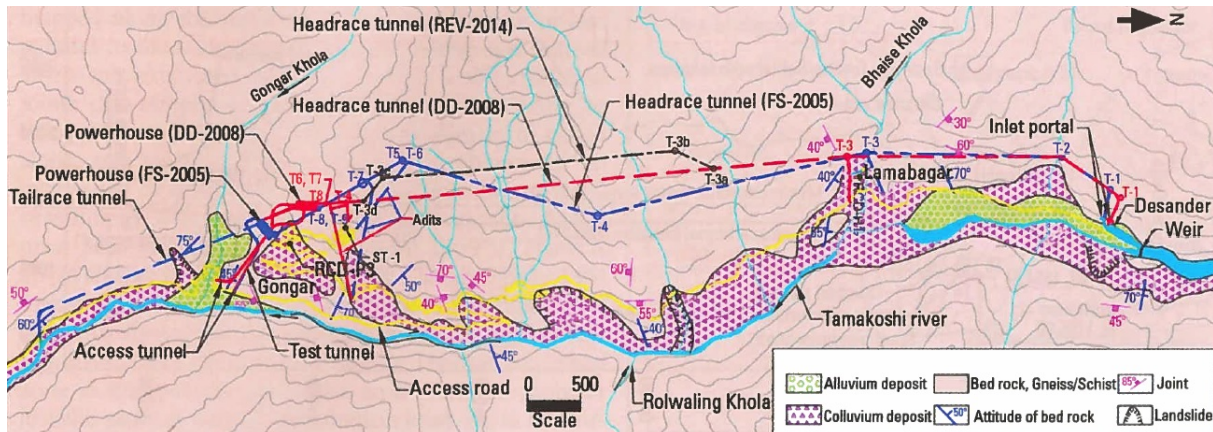
UTHP utnytter vannet fra Tamakoshi-elven. Vannet ledes fra inntaket via bunnfallsbasseng, uforet/sprøytebetongfôret tilløpstunnel og rørgater i to vertikale sjakter til kraftstasjonen i fjell. Vannet ledes tilbake til Tamakoshi-elven via en utløpstunnel. Senere vil også vannet fra Rolwaling Khola-elven utnyttes. UTHP får en brutto fallhøyde på 822 m, den høyeste fallhøyden bygd i Nepal. Anlegget vil yte 456 MW og årlig produsere 2300 GWh (Panthi og Basnet, 2017).

### **5.4.1 Geologi**

Himalaya-regionen i Nepal kan inndeles i fem tektoniske hovedsoner fra sør til nord: Terai, Siwalik, Lesser Himalayan, Higher Himalayan og Tibetan-Tethys. UTHP er lokalisert i Higher Himalayan-sonen. Området karakteriseres av høymetamorfe, prekambriske bergarter, i hovedsak gneis, granittisk gneis, glimmerskifer, amfibolitt, migmatitt og kvartsitt. Fig. 5.5 viser et detaljert geologisk kart over prosjektområdet (Panthi og Basnet, 2017).

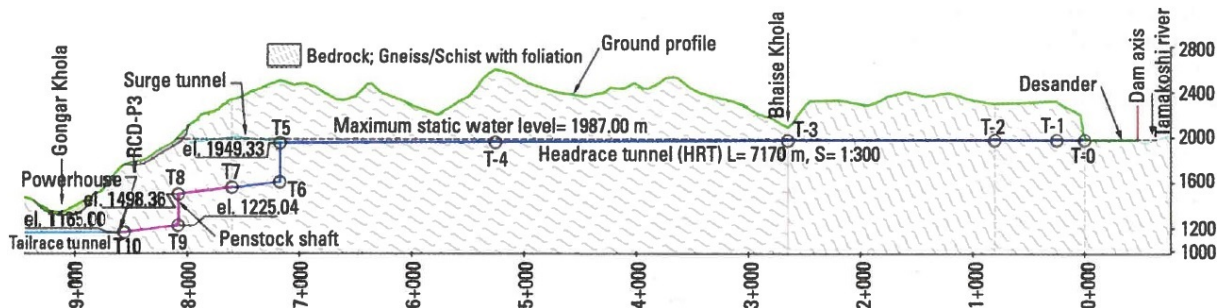
### **5.4.2 Designutfordringer**

UTHP gjennomgikk flere designstadier. Siden gjennomførbarhetsstudien i 2001 har plasseringen av tilløpstunnelen blitt endret flere ganger (Fig. 5.5), både i detaljundersøkelsesfasen og mens utgravingen pågikk.



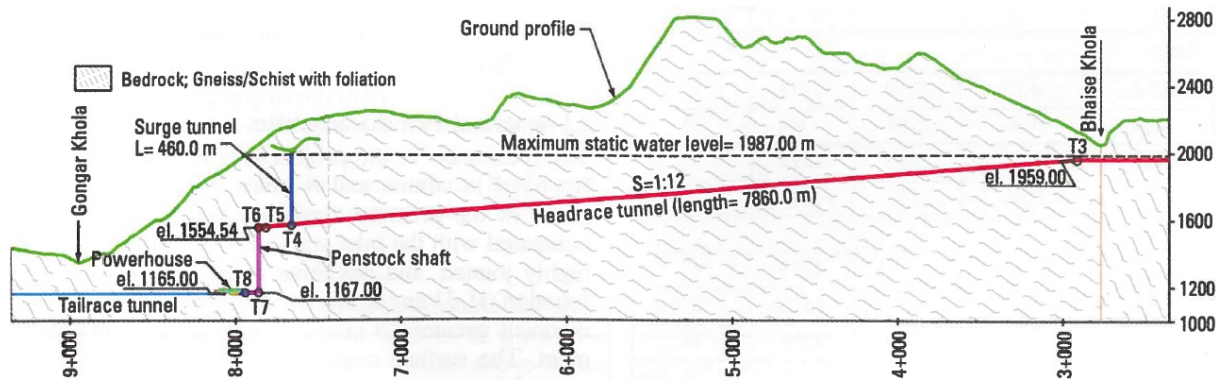
Figur 5.5: Geologisk kart over Upper Tamakoshi-prosjektet (Panthi og Basnet, 2017).

Inntil 2005 var prosjektet designet med en hestekoformet, tilnærmet horisontal tilløpstunnel frem til toppen av øvre sjakt, med maksimal fallhøyde i tunnelenden på omtrent 38 m. Tunnelen er merket «FS-2005» og/eller med lilla farge i Figurene 5.5 og 5.6. Overgangen til rørgate (merket «T7») ble foreslått plassert i henhold til bergspenningsmålinger og slik at hydraulisk splitting unngås i de sprøytebetong- og betongkleddene delene av tunnelen. Disse førede delene av trykktunnelen fra T6 til T7 er i praksis uføre fordi den statiske fallhøyden varierer mellom 380 m ved T6 og 424 m ved T7.



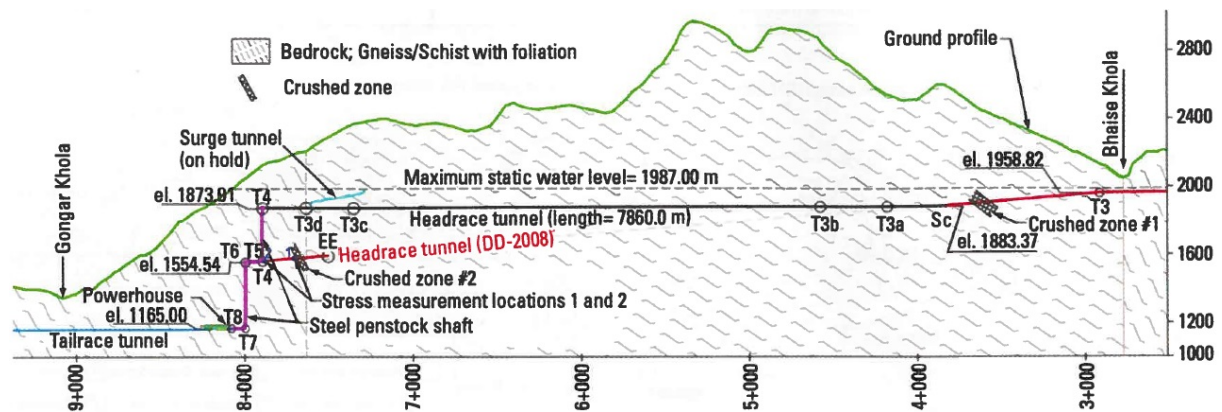
Figur 5.6: Lengdeprofil av design FS-2005 (Panthi og Basnet, 2017).

Plasseringen av tilløpstunnelen ble endret i 2008 etter detaljerte ingeniørgeologiske undersøkelser, informasjon fra en 500 m lang testtunnel og 500 m dype kjerneboringer (merket «ST-1» i Fig. 5.5). Tunnelen er merket «DD-2008» og/eller med rød farge i Figurene 5.5 og 5.7. Etter 450 m utgraving oppstrøms for T5 ble det innsett, i lys av en fallhøyde på 430 m, at tunnelplasseringen ikke er egnet for en sprøytebetongfôret trykktunnel. Det er dessuten sannsynlig at plasseringen hadde medført at flere knusningssoner, i tillegg til knusningssonene 1 og 2 vist i Fig. 5.8, må krysses. Som en konsekvens ble det utført bergspenningsmålinger med hydraulisk splitting 70 m og 250 m oppstrøms for T5 (Fig. 5.8). Resultatene viste en gjennomsnittlig  $\sigma_3$  på 3,2 MPa på lokalitet 1 og 5,4 MPa på lokalitet 2, med kritiske verdier på henholdsvis 1,9 MPa og 1,2 MPa. Begge kritiske verdier og gjennomsnittlig verdi på lokalitet 1 er mindre enn det aktuelle vanntrykket. I 2014 ble dermed tunnelplasseringen mellom T3 og T5 endret.



Figur 5.7: Lengdeprofil av design DD-2008 (Panthi og Basnet, 2017).

Den siste tunnelplasseringen er merket «REV-2014» og/eller med sort farge i Figurene 5.5 og 5.8. Det reviderte designet består av en sprøytebetongfôret tilløpstunnel med fallhøyde på 113 m ved tunnelenden. For et slikt vanntrykk kan forsterkede betongkledninger designes for eventuelle knusningssoner (Panthi og Basnet, 2017).



Figur 5.8: Lengdeprofil av design REV-2014 (Panthi og Basnet, 2017).

### 5.4.3 Vurdering

De norske designkriteriene ble anvendt og tilfredsstilt for alle tre designene. Resultatene ga en sikkerhetsfaktor større enn to. Allikevel viste det seg at størrelsen på  $\sigma_3$  var utilstrekkelig for den uforede trykktunnelen med fallhøyde på 430 m (DD-2008). De lave spenningene på undersøkte lokaliteter kan skyldes effekten av nærliggende skjærsoner (Panthi og Basnet, 2017).



# LABORATORIETESTING

## 6.1 Introduksjon

To bergartsprøver (Fig. 6.1) ble samlet under feltkartleggingen på Bjørnstokk kraftverk 10. november 2017. Tabell 6.1 beskriver prøvetakingen. Laboratorieforsøkene ble gjennomført i løpet av februar og mars 2018 ved Bergmekanisk laboratorium, i samarbeid med overingeniør Gunnar Vistnes og Chhatra Bahadur Basnet, og Kjemisk-/mineralogisk laboratorium ved NTNU. De mineralogiske testene ble utført av overingeniørene Laurentius Tjihuis og Torill Sørlokk. Forsøkene dekker fysiske parametre (tetthet og P-bølgehastighet) og mekaniske parametre (UCS, elastisitetsmodul, Poissons forhold og strekkfasthet) ved intakt berg og mineralogi. Parametrene utgjør viktig inndata til de numeriske modellene.

Tabell 6.1: Beskrivelse av prøvetaking av bergarter.

Prøve	Sted	Metode for prøvetaking
P-RT	Rørtunnel, se Fig. 7.2	Løs stein i tunnel
P-SS	Svakhetszone langs Tosenveien, se Fig. 7.9 7247158 N, 404202 Ø (EUREF89 UTM33)	Løs stein i svakhetszone

## 6.2 Metoder

For laboratorietestene som ble utført i henhold til ISRM-standardene, omfatter metodebeskrivelsene informasjon som ikke fremkommer i standardene, samt avvik fra standardene.



Figur 6.1: Bergartsprøver etter uttak av sylinderkjerner (foto: Snorre Solli).

### 6.2.1 Prøvepreparering

Kjerner ble boret ut av bergartsprøvene (Fig. 6.1) med en radial bormaskin og kappet med en diamantsag. Fire av borkjernene av hver av de to prøvene (merket B1–B4 og C1–C4) ble planslipt i en planslipemaskin. Borkjernenes dimensjoner, masse, gangtid og metningsgrad er gitt i Tab. B.1 i Vedlegg B. Disse borkjernene ble benyttet til beregning av tetthet, måling av lydshastighet og enaksial trykktest. Resterende borkjerner ble kappet opp til 13 disker av P-RT (E1–E13) og 11 disker av P-SS (D1–D11) og preparert for brasilianertesten. Dimensjoner er gitt i henholdsvis Tab. B.3 og Tab. B.4. Etter testene ble restene av kjernene knust i en kjefteknuser og malt i en slyngemølle til mindre enn  $10 \mu\text{m}$ . Pulveret ble benyttet til XRD-analysene.

### 6.2.2 Beregning av tetthet

Beregning av tetthet ble utført 13. februar 2018. Diameteren ble målt og beregnet i henhold til ISRM-standarden, Bieniawski og Bernede (1979). Lengden og massen ble målt én gang. Tettheten ( $\rho$ ) ble beregnet som

$$\rho = \frac{M}{\pi(D/2)^2 L} \quad (6.1)$$

der  $M$  er masse,  $D$  er diameter og  $L$  er lengde. Resultatene er gitt i Tabell 6.2.

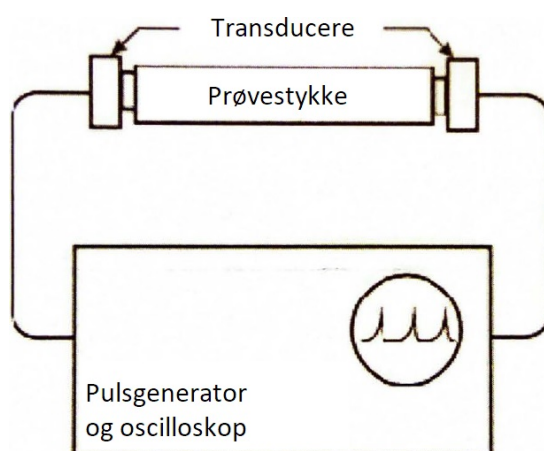
### 6.2.3 Måling av lydshastighet

Partikkelsvingningen i P-bølger foregår parallelt med forplantningsretningen. Forplantningshastigheten ( $V_p$ ) refereres vanligvis til som bergartens lydshastighet, og er gitt ved

$$V_p = \frac{L}{T} \quad (6.2)$$

der  $L$  er borkjernelengden og  $T$  er gangtiden (Nilsen og Broch, 2012).

Måling av P-bølgehastighet ble utført 13. februar 2018. Det ble benyttet en lydastighetsmåler av typen *Pundit*. Fremgangsmåte: Borkjernen ble plassert mellom en avsender og en mottaker, såkalte transducere (Fig. 6.2). Kontaktflatene mellom transducerene ble smurt inn med ultralydgel. En puls av høyfrekvente svingninger ble sendt gjennom kjernen, og gangtiden ( $T$ ) ble registrert i  $\mu\text{s}$ . P-bølgehastigheten ble beregnet med Formel (6.2). Resultatene er gitt i Tabell 6.2.



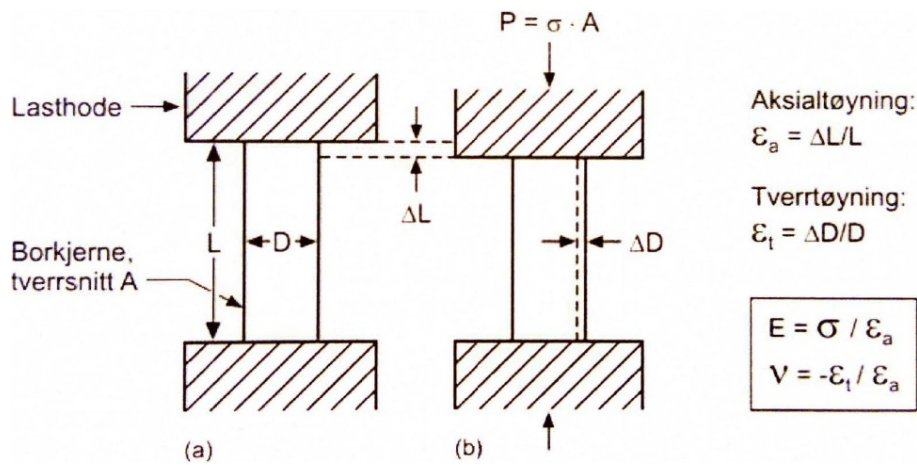
Figur 6.2: Prinsipp for måling av P-bølgehastighet gjennom borkjerne, tilpasset etter Nilsen og Broch (2012).

#### 6.2.4 Enaksial trykktest

Enaksial trykktest ble utført 13. og 14. februar 2018 i henhold til ISRM-standarden, Bieniawski og Bernede (1979). Det ble benyttet en servokontrollert pressmaskin av typen *GCTS RTR-4000 Rock Mechanics System* med kapasitet på 4000 kN aksialt og 140 MPa radially. UCS og deformasjonsegenskaper ble testet. Standarden krever at prøvene ikke lagres lenger enn 30 dager for å bevare det naturlige vanninnholdet. Prøvene ble lagret i 95–96 dager. Borkjernene ble mettet med vann i 5–6 døgn i forkant av testingen for å gjenopprette den naturlige metningsgraden.

Fremgangsmåte: En gummisokk ble tredd på borkjernen. Sokken var ment å beskytte apparatet mot fragmenter når kjernen går i brudd. Den påvirker ikke kjernens styrke. Kjernen ble plassert i pressmaskinen mellom to lasteplater (Fig. 6.3). Den ble belastet kontinuerlig, og med initiell lastøkning på 0,8 MPa per sekund. Når kjernen nærmet seg brudd, ble lastøkningen senket for å oppnå kontrollert brudd (tøyningskontrollert lastøkning). Aksial spenning ( $\sigma$ ), aksial tøyning

( $\epsilon_a$ ) og radial tøyning ( $\epsilon_t$ ) ble kontinuerlig registrert gjennom hele deformasjonsforløpet med en LVDT-celle. UCS ble avlest fra toppunktet på  $\sigma$ - $\epsilon$ -kurven.



Figur 6.3: Prinsippskisse av enaksial trykktest av en borkjerne. Kjernen, som utsettes for en last  $P$ , forkortes med  $\Delta L$  aksialt og forlenges med  $\Delta D$  radialt. Aksial og radial (tverr-) tøyning er da gitt som vist når henholdsvis opprinnelig lengde ( $L$ ) og diameter ( $D$ ) er kjent (Nilsen og Broch, 2012).

Elastisitetsmodulen ( $E$ ) ble bestemt som helningen til tangenten gjennom punktet på  $\sigma$ - $\epsilon_a$ -kurven tilsvarende 50 % UCS:

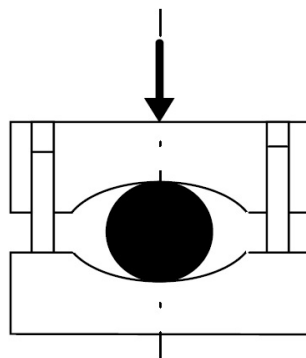
$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon_a} \quad (6.3)$$

der  $\Delta\sigma$  er endring i aksial spenning og  $\Delta\epsilon_a$  er endring i aksial tøyning (Bieniawski og Bernede, 1979). Poissons forhold ble beregnet etter Formel (2.4). Resultatene er gitt i Tabell 6.2.

### 6.2.5 Brasilianertesten

Brasilianertesten ble utført 13. og 14. februar 2018 i henhold til ISRM-standard, Bieniawski og Hawkes (1978). Det ble benyttet en jekk av typen *GCTS Testing System* med kapasitet på 100 kN. Strekkstyrken ble testet.

Fremgangsmåte: Borkjernen ble plassert mellom to stålkjever som er i kontakt med kjernen på diametralt motsatte områder (Fig. 6.4). Den ble belastet kontinuerlig. Lastøkning ble forsøkt holdt stabil på 0,2 kN per sekund til brudd. Lastøkningen ble avbrutt ved første antydning til brudd, enten synlig bruddannelse eller bruddlyder. Belastningen ved brudd ( $P$ ) ble registrert. Strekkfastheten ble beregnet etter Formel (2.2). Resultatene er gitt i Tabell 6.2.



Figur 6.4: Prinsippskisse av brasilianertesten. Pilen indikerer belastningsretning (Li, 2016a).

## 6.2.6 Mineralogisk undersøkelse med XRD-analyse

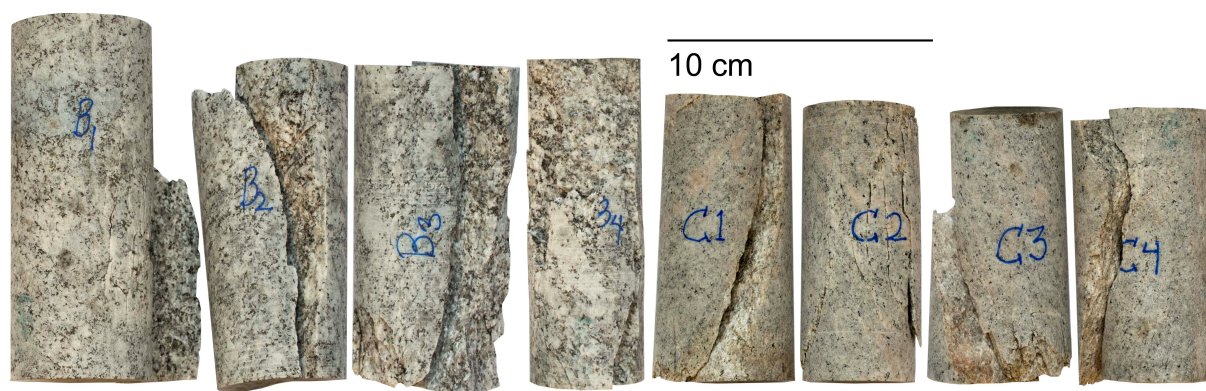
Røntendiffraksjon (XRD) ble utført 22. mars 2018. Det ble benyttet en apparatur av typen *Bruker D8 Advance* med programvaren «DIIFRAC.SUITE.EVA» i kombinasjon med databasen «PDF-4+». Rietvald (Topas 4) ble brukt til mineralkvantifisering.

Fremgangsmåte: En monokromatisk røntgenstråle sendes mot prøven med varierende innfallsvinkel, og refleksjonen registreres ved korresponderende utfallsvinkler. Vinkleregistreres i form av et såkalt diffraktogram. Ulike mineraler gir ulike mønstre. Diffraktogrammene sammenlignes med kjente mønstre for å identifisere mineralene i prøven (NGU, 2018a). Resultatene er gitt i Tab. 6.3. Mengdene av kvarts (K), alkalifeltspat (A) og plagioklas (P) ble normalisert til 100 % og plottet i et KAP-diagram (trekantdiagram) for å bestemme bergartstypen.

## 6.3 Resultater

### 6.3.1 Fysiske og mekaniske egenskaper

Resultatene fra måling og beregning av fysiske egenskaper og testing av mekaniske egenskaper er gitt i Tab. 6.2. Fig. 6.5 viser de åtte borkjernene etter testing av enaksial trykkfasthet. Detaljerte data fra testene er gitt i Vedlegg B, herunder observasjoner før og etter testing, målinger, utregninger, spenning-tøyning-kurver og bildedokumentasjon. I tabellene i vedlegget er det også markert hvilke delresultater som er underkjente, og begrunnelse for dette er gitt som bemerkninger i tabellene.



Figur 6.5: Resultater fra enaksial trykktest på borkjernene B1–B4 (P-RT) og C1–C4 (P-SS). Kjernene er skalert i forhold til hverandre (foto: Snorre Solli).

Tabell 6.2: Fysiske og mekaniske egenskaper ved P-RT og P-SS. Gjennomsnitt og standardavvik er beregnet for hver parameter.

Prøve		Tetthet $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	Lydhastighet $V_p$ (m/s)	Poisson $\nu$	E-modul $E$ (GPa)	UCS $\sigma_c$ (MPa)	Strekkfasthet $\sigma_t$ (MPa)
P-RT	Snitt	2,67	5686,0	0,31	61,44	129,3	8,68
	Std.av.	0,01	45,9	-	4,62	12,9	1,42
P-SS	Snitt	2,63	5380,4	0,29	57,41	179,9	8,43
	Std.av.	0,00	47,6	0,02	0,75	14,1	1,27

### 6.3.2 Mineralogi

Resultatene fra XRD-analysene er vist i Tab. 6.3. Diffraktogrammer er vist i Figurene B.4 og B.5 i Vedlegg B. KAP-diagrammet er vist i Fig. B.6. Begge prøvene klassifiseres som granodioritt.

Tabell 6.3: Mineralogisk sammensetning av P-RT og P-SS.

Mineral/Prøve	P-RT (%)	P-SS (%)
Kvarts	27	29
Glimmer	5	7
Plagioklas	53	48
Alkalifeltspat	12	14
Pyroksen	2	2
Kloritt	1	< 1
Kalkspat	< 1	< 1
Svovelkis		< 1

## 6.4 Diskusjon av resultater

Ved enaksial trykktesting kreves minst fem identiske borkjerner av hver prøve for å oppnå pålitelige resultater (Li, 2015). Fire borkjerner av hver prøve ble testet. Tre av resultatene er dessuten

basert på færre enn fire verdier på grunn av underkjente delresultater. Det knyttes derfor usikkerhet til hvorvidt resultatene for Poissons forhold, elastisitetsmodul og UCS er representative for prøvene. På grunn av såkalte endeeffekter bør lengden være minimum to ganger diameteren. Når forholdet mellom lengde og diameter øker fra én til to, avtar UCS betydelig. Derimot vil en økning fra to til tre ikke endre UCS vesentlig (Myrvang, 2001). Forholdet er mindre enn 2,5 for C2–C3. Ut ifra UCS for C1–C4 ser det ikke ut til at endeeffektene har påvirket UCS for C2–C3 i betydelig grad.

Tettheten for P-RT og P-SS er omtrent som for granitt, det vil si  $\rho = 2,65 \text{ g/cm}^3$  (Nilsen og Broch, 2012). Lydhastigheten for begge prøvene er større enn 5000 m/s, som er typisk for bergarter av god kvalitet (Nilsen og Palmström, 2000). I henhold til ISRM klassifiseres UCS for begge prøvene som «veldig høy styrke», jf. Tab. A.1 i Vedlegg A.1.

Både P-RT og P-SS består av små mengder glimmer og mindre enn 1 % kloritt. Slike leir- og sjiktmineraler reduserer bergartens styrke og deformasjonsegenskaper og har betydelig styrkeanisotropi (Panthi, 2006).

## 6.5 Konkluderende bemerkninger

Både P-RT og P-SS klassifiseres som granodioritt og har små mengder av sjiktmineraler. Disse mineralene reduserer styrken og forringer deformasjonsegenskapene. Lydhastighet, tetthet og UCS tilsier allikevel at prøvene er av god kvalitet og har svært høy styrke. Fordi færre enn fem borkjerner ble testet enaksialt, knyttes det usikkerhet til i hvilken grad Poissons forhold, elastisitesmodulen og UCS for begge prøvene er representative. Ettersom bare to bergartsprøver ble samlet det, må det knyttes usikkerhet til hvorvidt samtlige resultater er representative.





# CASE: BJØRNSTOKK KRAFTVERK, BRØNNØY

## 7.1 Introduksjon

En oversikt over disponibelt grunnlagsmateriale for casestudien er gitt i Tab. 7.1. I dette kapitlet beskrives casen, herunder tekniske aspekter, stabilitetsproblemer og geologiske og ingeniørgeologiske forhold vedrørende Bjørnstokk kraftverk (BKRK).

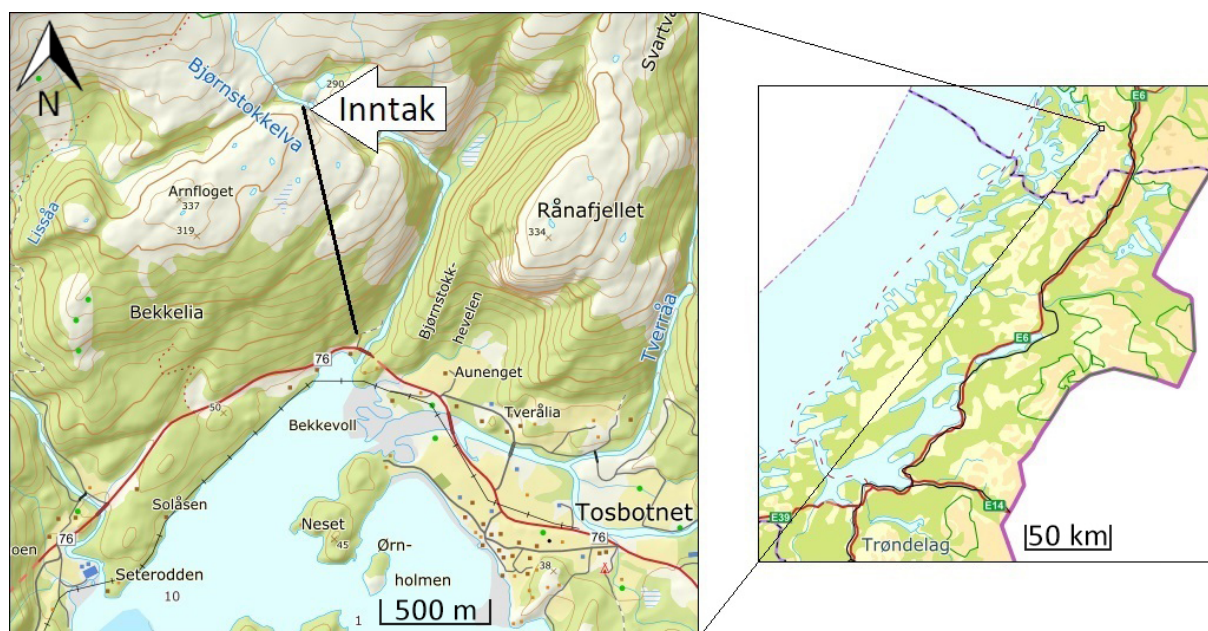
Tabell 7.1: Grunnlagsmateriale for casestudie. Offentlige dokumenter er markert med *off.*

Beskrivelse	Kilde
Arbeidstegninger	Sweco (2013)
Berggrunnkart, 1:250 000 ( <i>off.</i> )	NGU [geo.ngu.no/kart/berggrunn/]
Granskning av hydraulisk splitting	Garshol (2016)
Ingeniørgeologisk analyse	Solli (2017)
Ingeniørgeologisk rapport	Opsal (2013)
Kartleggings skjema pr. 50–902 (datert sept. 2014–jan. 2015)	Kartleggings skjema (2015)
Konsesjonssak ( <i>off.</i> )	NVE (2010)
Kvartærgeologisk kart, 1:250 000 ( <i>off.</i> )	NGU [geo.ngu.no/kart/losmasse/]
Notat fra befaring 18. sept. 2014 ved pr. 50–320	Jacobsen (2014a)
Notat fra befaring etter hydr. splitting, 19. april 2016	Jacobsen (2016)
Notat vedr. ny plassering betongpropp	Jacobsen og Gylland (2016)
Notat vedr. plassering av betongpropp	Jacobsen (2014b)
Sammenstilling av tunnelkartlegging (datert 4. april 2016)	Sweco (2016)
Teknisk plan for vannvei	Baar og Sørli (2014)
Tidslinje (revidert 4. mai 2016)	Helgeland Kraft (2016a)
Topografiske kart og satelittfoto/flyfoto ( <i>off.</i> )	Kartverket [norgeskart.no, norgebilder.no]

## 7.2 Beskrivelse av kraftverk

### 7.2.1 Generelt

BKRV er ett av fem småkraftverk i Tosbotn i Brønnøy kommune i Nordland (Fig. 7.1). Anleggene forsyner 6500 husstander og har en samlet produksjon på 130 GWh (Helgeland kraft, u.å.).



Figur 7.1: Lokalitet. Traseen for tunnelsystemet er markert med svart stripe. Inntak og kraftstasjon er i henholdsvis nordlig og sørlig tunnelende. Kartgrunnlag: [www.norgeskart.no](http://www.norgeskart.no).

Helgeland Kraft fikk 21. januar 2010 konsesjon til å bygge BKRV. Byggestart var i mai 2014. Ferdigstilling var planlagt til april 2016 (Baar og Sørli, 2014). Kraftverket er et elvekraftverk. Inntaket er i Bjørnstokkelva på kote 270, der elva har et nedbørfelt på 18,7 km<sup>2</sup> og middelvannføring på 1,9 m<sup>3</sup>/s. Ved inntaket er det bygd en inntaksdam. Elva har utløp i Tosenfjorden. Utløpet er på kote 6 (NVE, 2010). Kraftverket ble satt i drift i 2017 (NVE, u.å.). Produksjonsdata og data relatert til hydrauliske forhold er gitt i Tab. 7.2.

Tabell 7.2: Data: produksjon og hydrauliske forhold (NVE, u.å.).

Maksimal ytelse	Midlere årsproduksjon	Brutto fallhøyde	Maksimal slukeevne
8,2 MW	24,8 GWh	264,2 m	3,7 m <sup>3</sup> /s

### 7.2.2 Vannstand ved inntak

Vannstand ved inntak, herunder høyeste regulerte vannstand (HRV), dimensjonerende flomvannstand (DFV) og maksimal flomvannstand (MFV), er gitt i Tab. 7.3.

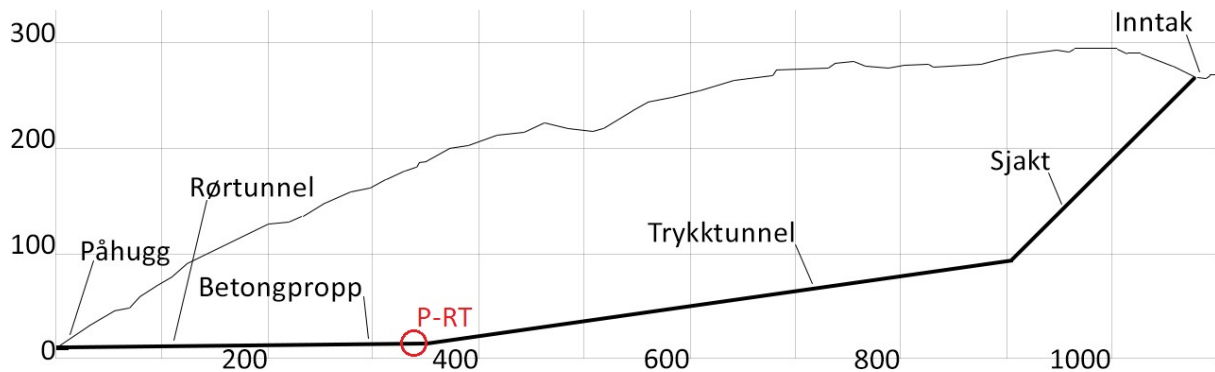
Tabell 7.3: Vannstand (Baar og Sørli, 2014).

Vannstand	Kote	Flomstigning (m)
Høyeste regulerte vannstand, HRV	271,00	
Dimensjonerende flomvannstand, DFV	272,14	1,14
Maksimal flomvannstand, MFV	272,21	2,21

### 7.2.3 Vannveien

Følgende beskrivelser og tegninger er i henhold til teknisk plan fra juni 2014. Den faktiske vannveien kan derfor avvike fra beskrivelsene. Det er i tillegg gjort endringer i plassering av betongpropp, som omtales i Kap. 7.3.3.

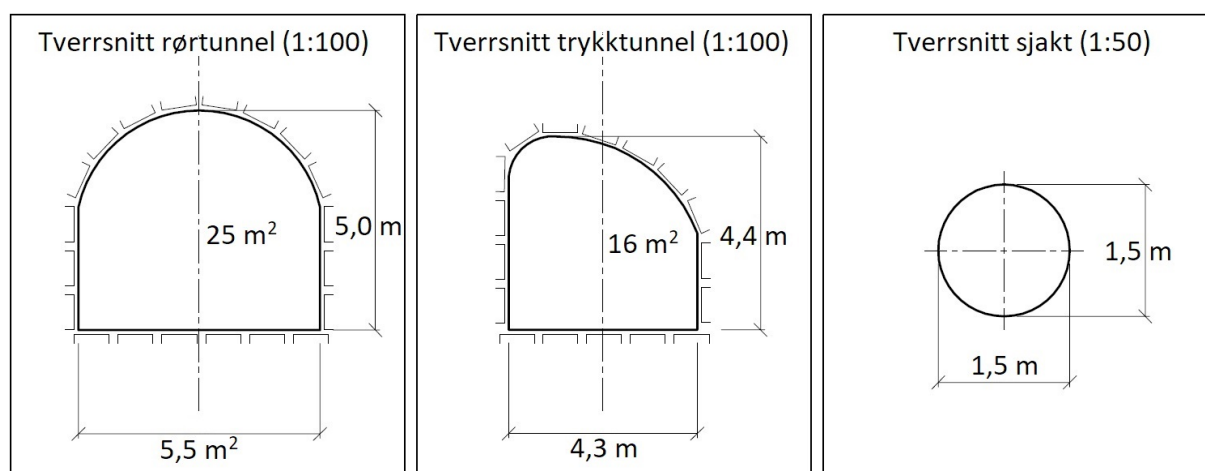
Fra inntaket i nordlig ende ledes vannet i en ca. 250 m lang trykksjakt frem til trykktunnelen. Trykktunnelen er ca. 600 m lang og ender ved betongproppen. Konus, som snevres inn til 1200 mm i diameter, er støpt i oppstrøms ende av betongproppen. Vannet ledes i stålrør med ribber gjennom proppen. Røret er koblet til rørbruddsventil og rørgate på nedstrøms ende av proppen. Vannet ledes videre i rørgaten på betongfundamenter i tunnel frem til påhugget i sørlig ende. Fra påhugget til kraftstasjonen i dagen er røret nedgravd. Total rørlengde er ca. 330 m. Betongproppen, rør, fundamenter og forankringsklosser er dimensjonert for 15 % trykkstigning på grunn av trykkstøt. Et lengdeprofil av tunnelsystemet er vist i Fig. 7.2. Tunnelenes og sjaktens dimensjoner er gitt i Fig. 7.3. Tab. 7.4 gir detaljer vedrørende vannveien fra inntak til kraftstasjon (Baar og Sørli, 2014).



Figur 7.2: Lengdeprofil med profiler horisontalt og koter vertikalt, tegnet etter Sweco (2013).

Tabell 7.4: Oversikt over vannvei, tilpasset etter Baar og Sørli (2014).

Type	Ca. lengde (m)	Diameter (m)	Tunnelareal (m <sup>2</sup> )	Helning (°)
Skråsjakt	250	1,5	1,8	45,00
Trykktunnel	600		16	8,13
Betongpropp	14			
Rør på fundament	280	1,2	25	0,57
Rør i grøft	50	1,2		



Figur 7.3: Tunneldimensjoner, tilpasset etter Sweco (2013).

## 7.3 Stabilitetsproblemer og endring i design

### 7.3.1 Plassering av betongpropp

Det ble ikke foretatt bergspenningsmålinger, og betongproppen ble i utgangspunktet plassert på bakgrunn av likevektsbetraktninger (Opsal, 2013). Beregningene ble utført med Formel (4.3) for ti lokaliteter mellom profil 240 og 343, med  $\beta = 30^\circ$  og  $\gamma_r = 2,65 \text{ g/cm}^3$  (granittisk gneis). Plasseringen ble bestemt i henhold til et krav om sikkerhetsfaktor (FS) på 1,3, som er forholdet mellom faktisk overdekning og krav til overdekning. Beregningene viste at en FS på 1,31 mot hydraulisk splitting/jekking oppnås ved profil 310. Det ble anbefalt å prosjektere med plassering av propp på profil 310, gitt en risiko for at  $\sigma_3$  er for lav. Spenningsmålinger med hydraulisk fraktuering kunne verifisert at plasseringen av betongpropp tilfredsstillte kravet til overdekning (Jacobsen, 2014b).

Vannveien ble befart 18. september 2014 i den hensikt å vurdere området for plassering av betongproppen, pr. 296–310, og behovet for å justere plasseringen. Vannveien var da drevet frem til omtrent pr. 320. Bergmassen fremstod som svært kompetent og ble vurdert som god. Sprekkeavstanden varierer fra 1,5 til to meter. Det ble ikke observert drypp/fukt. Det er ikke svakhetssoner i området. Q-verdien for området er gitt i Tab. 7.9. Den planlagte plasseringen av den opprinnelige betongproppen ble opprettholdt (Jacobsen, 2014a).

### 7.3.2 Hendelsesforløp ved 1. og 2. vannfylling

Første og andre vannfylling ble gjennomført i februar–april 2016. Rundt samme tid som andre vannfylling ble det registrert økende lekkasje fra den uforede trykktunnelen og flere hendelser forekom i området ved Bjørnstokk. Tab. 7.5 gir en detaljert oversikt over hendelsene. Det ble

derfor besluttet å tappe tunnelsystemet for å gjennomføre en inspeksjon. Under inspeksjonen 19. april ble det fastslått at hydraulisk splitting hadde skjedd (Garshol, 2016).

Tabell 7.5: Hendelsesforløp fra 1. vannfylling til inspeksjonen 19. april 2016 (Garshol, 2016; Helgeland Kraft, 2016a).

Dato	Tid	Hendelse	Vannsøyale (m)*
23–25/2		<b>1. vannfylling</b> , alt normalt, lekkasje ved betongpropp anslått til 2 l/s	257
25/2–7/3		Blakking av Bjørnstokkelva (kilde: oppkomme i elva ved kote 65)	257 til 211
7/3		Luken stenges	
18–30/3		<b>2. vannfylling</b>	
30/3	1430		253
	1920	Rystelser, lokalisert i Tosenfjorden/Tosbotn, registrert av Norsk Nasjonalt Seismisk Nettverk (NNSN)	
31/3	0845	Arbeidere i kraftstasjonen opplever drønn/rystelser Økte lekkasjer ved betongpropp	
1/4	0730	Skred i Bjørnstokkvika ved fylkesvei 76	
	1430	Drønn/risting oppleves i forbindelse med befarings av skredet	
2/4	1140	Skred på Bekkevold ved fylkesvei 76	
	1530	Luken stenges, lekkasje ved betongpropp anslått til 30–50 l/s	254
3/4	1530	453 m <sup>3</sup> (5 l/s) vanntap over 24 timer	116
11/4		Nedtapping startes	49
		Blakking av Bjørnstokkelva har avtatt	
12/4		Blakking ikke lenger synlig	22
15/4		Vannvei tømt	
19/4		Inspeksjon	

\* Ved betongpropp. Grafisk vannfyllingslogg er vist i Fig. C.11 i Vedlegg C

### 7.3.3 Endring i design: ny plassering av betongpropp

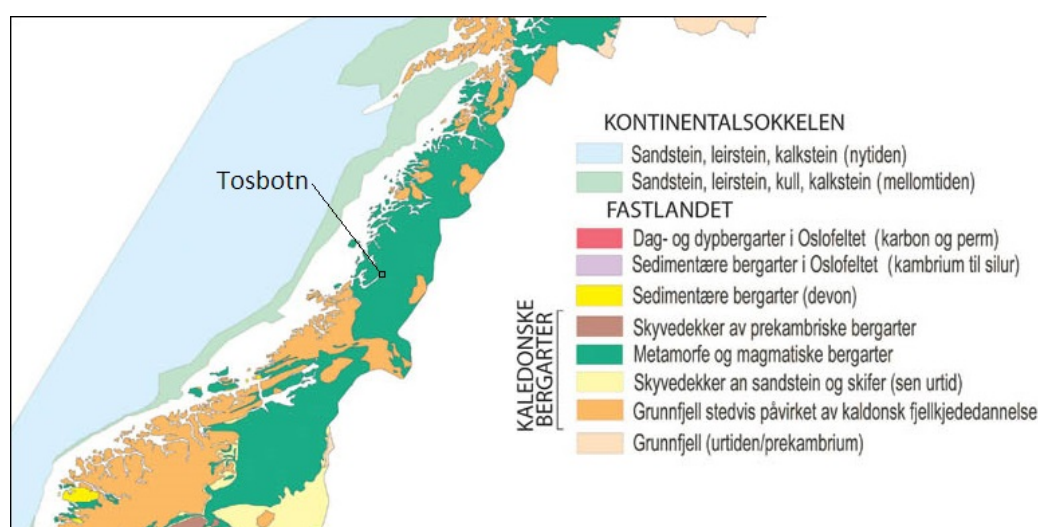
Med bakgrunn i hendelsene ble det utarbeidet planer for videre arbeider. Det ble utført hydraulisk splitting og LVDT-målinger i den hensikt å finne en ny plassering for betongproppen. I tillegg ble det gjennomført kontrollmålinger/supplerende målinger med hydraulisk splitting. Resultatene fra kontrollmålingene er gitt i Tab. 7.6. FS størren enn 1,3 oppnås ved ca. profil 606. I dette området er det en nisje, og proppen ble anbefalt plassert i god avstand fra nisjen, ved profil 615–626 (Jacobsen og Gylland, 2016).

Tabell 7.6: Resultater fra kontrollmålinger med hydraulisk splitting (Jacobsen og Gylland, 2016).

Profil	498	504	510	550	556	562	600	606
Minste hovedspenning, $\sigma_3$ (MPa)	2,00	2,10	2,50	2,40	2,70	2,70	2,80	3,20
Vanntrykk	2,34	2,33	2,32	2,26	2,25	2,25	2,19	2,18
Sikkerhetsfaktor	0,86	0,90	1,08	1,06	1,20	1,20	1,28	1,47

## 7.4 Regionalgeologi

Den kaledonske fjellkjedefoldningen preger geologien i Nordland (Fig. 7.4). Under orogesen ble kambrosilurbergarter, skifer og kalkstein, presset sammen og omdannet til glimmerskifer, marmor og gneiser. Samtidige trengte magma opp og størknet til granitter og gabbroer (Dalfest og Thorsnæs, 2016). Den kaledonske fjellkjeden – som sammen med grunnfjellet, devonske avsetninger og Oslofeltet utgjør hoveddelene av Norges berggrunn – ble dannet i slutten av silur da to jordplater kolliderte. Platene ble skjøvet og foldet sammen. Flere hundre kilometers brede skyvedekker la seg over yngre sedimenter (Bryhni, 2017). Fjellkjeden ble bygd opp av skyvedekkerne. Disse består av bergarter fra den ene av platene, Baltika, og Iapetushavet, havområdet mellom Baltika og den andre platen, Laurentia. Enkelte steder i dekkene er det «vinduer» der grunnfjell eksponeres i dagen. Skyvedekkerne er inndelt i såkalte alloktone enheter (Mørk, 2017). Den kaledonske fjellkjeden ble erodert ned i periodene devon–karbon (Bryhni, 2017).



Figur 7.4: Berggrunnskart over midtre deler av Norge, tilpasset etter NGU (2018b).

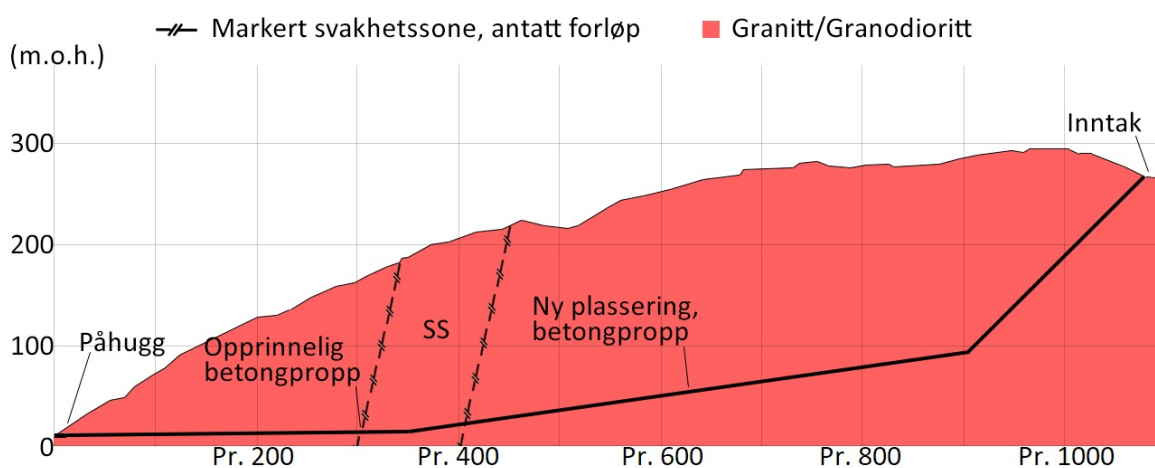
Geologisk befinner Tosbotn seg i *øverste allokton*. Dette er rester fra Iapetushavet og trolig fra Laurentia av neoproterozoisk–ordovicisk alder (Mørk, 2017). Området er også en del av det såkalte Helgelandsdekkekomplekset (Opsal, 2013).

## 7.5 Geologiske og ingeniørgeologiske forhold

Beskrivelsen av de geologiske og ingeniørgeologiske forholdene tar utgangspunkt i grunnlagsmaterialet. I forbindelse med forarbeidet til denne studien ble det utført ingeniørgeologisk kartlegging 9–10. november 2017. Anlegget var trykksatt, og derfor ble tunnelen kun kartlagt fra påhugget til betongproppen. I tillegg ble en svakhetszone i dagen kartlagt. Data fra kartleggingen er behandlet og analysert av Solli (2017). Resultatene fra forstudien viderebehandles i denne studien.

### 7.5.1 Bergarter og bergartsfordeling

I henhold til NGUs berggrunnskart, vist i Fig. C.3 i Vedlegg C.3, består berggrunnen i Bjørnstokk-området av monzonitt/kvartsmonzonitt ved påhugget og granitt/granodioritt ved inntaket. Bergartsgrensen krysser vannveien ved bunnen av trykksjakten. Bergartene er harde og stive og av middels/god kvalitet med hensyn på tunnelstabilitet (Garshol, 2016). Dette underbygges av laboratorieresultatene (se Kap. 6.5). I henhold til Sweco (2016) ble det ikke observert en tydelig bergartsgrense der denne var forventet, men lokale variasjoner av granitt. På bakgrunn av dette og laboratorieresultatene antas det at berggrunnen langs vannveien består av granodioritt/granitt med lokale variasjoner. Figur 7.5 viser tolkningen av bergartsfordelingen.



Figur 7.5: Geologisk lengdeprofil, oppdatert etter Solli (2017).

Granodioritt er utbredt i den kaledonske fjellkjeden. Det er en magmatisk dypbergart hovedsaklig bestående av kvarts og feltspat, med mer plagioklas enn kalifeltspat. De mørke mineralene er typisk biotitt og hornblende. Sammensetningen er mellom granitt og kvartsdioritt (SNL, 2016). I vid forstand regnes granodioritt som granitt. Granitt består hovedsaklig av kvarts, kalifeltspat og natriumrik plagioklas. Granitter finnes i grunnfjellet, det kaledonske fjellkjeden og Oslofeltet (Raade, 2018).

## 7.5.2 Topografi

Satelittbilde/flyfoto over Bjørnstokk-området er vist i Fig. C.1 i Vedlegg C. Fra kraftstasjonen stiger terrenget jevnt og bratt til ca. kote 250, der det flater ut. Det stiger videre til ca. kote 295, det høyeste punktet i området. Inntaket og magasinet ligger i et markert dalsøkk orientert NV–SØ. Forbi kraftstasjonen renner Bjørnstokkelva i et markert og bratt dalsøkk med orientering NØ–SV. Dette er det mest markante topografiske trekket i området. Fra kraftstasjonen til inntaket er fjellet markert av lineamenter orientert NØ–SV (Opsal, 2013).

## 7.5.3 Spennings situasjon

Retningen og størrelsen på horisontalspenningene er knyttet til den geologiske historien. Tendensen er følgelig at horisontalspenningene er orientert normalt og parallelt med strøket på den kaledonske fjellkjeden, det vil si N–S/Ø–V i de nordlige delene av Norge (Myrvang, 1993). Erfaringsmessig er de granittiske bergartsområdene i Nordland preget av høye, tektoniske horisontalspenninger (Opsal, 2013). Det ble derfor ikke utelukket at høye spenninger kunne opptre i bergmassen rundt tunnelen. Med stive og sterke bergarter er det derfor mulighet for sprakefjell. Det ble ikke observert tendenser til sprakefjell. Dette betyr ikke nødvendigvis at de tektoniske horisontalspenningene ikke eksisterer, men heller at bergartene er tilstrekkelig sterke (Garshol, 2016).

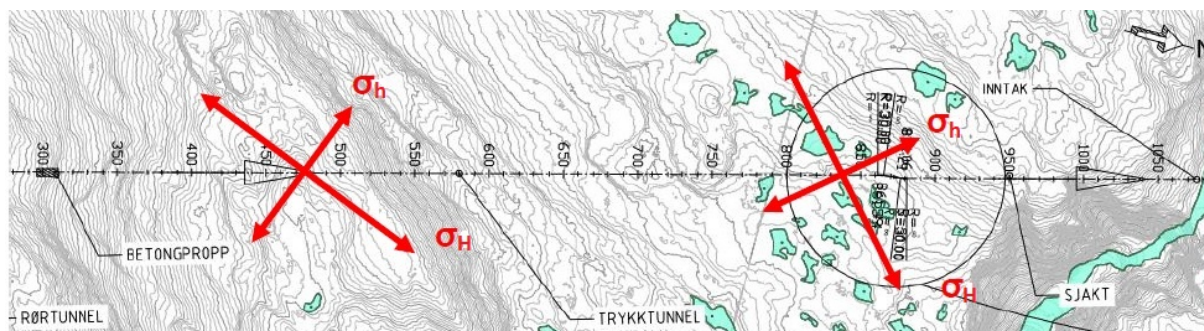
Todimensjonale LVDT-målinger, ikke ulikt Doorstopper-metoden (se Kap. 3.5.1), ble gjennomført i juni 2016 for å bestemme horisontalspenningenes orientering. Målingene ble utført i ett vertikalt borhull ved pr. 471 og pr. 842 (bunn av sjakt) med hulldybder på henholdsvis 134 cm og 114 cm. Resultatene (Tab. 7.7) viser at største horisontalspenning ( $\sigma_H$ ) er orientert omtrent parallelt med de største lineamentene i området (Fig. 7.6).

Tabell 7.7: Resultater fra LVDT-målinger. Elastisitetsmodul ( $E$ ) og Poissons forhold ( $\nu$ ) ble bestemt ved laboratorieforsøk og brukt til å bestemme størrelsene på spenningene (Jacobsen og Gylland, 2016).

Profil	Spenning	Orientering	Størrelse (MPa)	$E$ (GPa)	$\nu$
471	$\sigma_H$	N025°Ø	19–22	44	0,22
	$\sigma_h$	N115°Ø	11		
	$\sigma_v$		–1,5–4,5		
842	$\sigma_H$	N051°Ø	36,9	40	0,17
	$\sigma_h$	N141°Ø	17,8		
	$\sigma_v$		5,5		

Det ble stilt spørsmål ved kvaliteten på LVDT-målingene og resultatene fordi målingene ble utført såpass nær tunneloverflaten. Spenningsfordelingen i en avstand på 1–1,5 m fra tunnel-





Figur 7.6: Orientering av horisontalspenninger over tunneltraseen, tilpasset etter Jacobsen og Gylland (2016).

veggen kan være påvirket av tunneldrivingen (Jacobsen og Gylland, 2016).

### 7.5.4 Løsmasser

Ved påhugget, og i området rundt kraftstasjonen, er det et tynt humus-/torvdekke. Langs tunneltraseen fra påhugg til inntak er det bart fjell med stedvis tynt dekke. I elveleiet i magasinområdet ved inntaket er det løsmasser av grus og stein/blokk (Opsal, 2013). NGUs kvartærgeologiske kart er vist i Fig. C.2 i Vedlegg C.

### 7.5.5 Oppsprekning

Opsal (2013) kartla sprekkesett ved utløps- og inntaksområdet. Ved begge områdene ble det registrert tre hovedsprekkesett: to steile sett, hvorav ett med fall på ca.  $90^\circ$ , og ett flatere sett. Sprekkeavstanden er opptil 1 m. Sprekkefylling ble ikke observert. Generelt fremstod bergmassen som kompetent, grovblokkig og med liten grad av forvitring. Oppsprekingsgraden fremstod som liten til middels.

En analyse av 76 strøk- og fallmålinger i tunnelen mellom påhugg og revidert plassering av propp, hvorav 23 er gitt i Tab. C.1 i Vedlegg C, viser at området preges av tre hovedsprekkesett. Analysen er vist i Fig. C.10 i Vedlegg C. Resultatet av analysen samt de generelle karakteristikkene ved hvert sprekkesett er gitt i Tab. 7.8. Analyseresultatet er i overensstemmelse med Opsal (2013): to steile og ett flattliggende sett. Fig. 7.7a viser sprekkerosen med de 76 målingene.

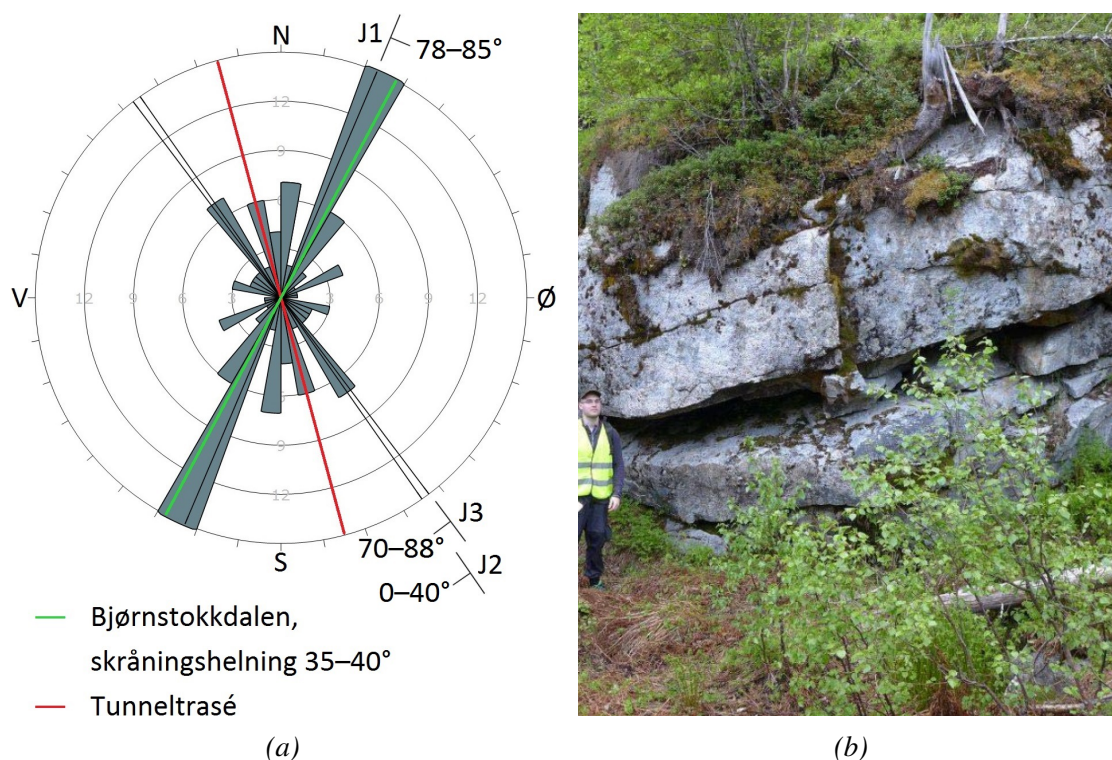
### Hydraulisk splitting og jekking

Ifølge Opsal (2013) er sprekke ved utløpet veldig gjennomsettende og utholdende. Det flattliggende sprekkesettet på bildet på Fig. 7.7b faller, etter bildet å dømme, mot SV. Av disse

Tabell 7.8: Hovedsprekkesett i området mellom påhugg og betongpropp.

Sett	Strøk/fall (°)	Ujevnheter		Fyll	Avstand (m)
		1. ordens	2. ordens		
J1	N023Ø/82SØ	Plane	Ru til glatte	1–5 mm kalsitt/feltspat*	0,5–4
J2	N145Ø/15SV	Plane	Ru til latte		1–2
J3	N143Ø/81SV	Plane	Ru		

\* Bildet i Fig. C.9 i Vedlegg C viser J1 ved pr. 560 med sprekkefyll av 3 mm feltspat



Figur 7.7: (a) Sprekkerose for strøk- og fallmålinger mellom påhugg og betongpropp, oppdatert etter Solli (2017). (b) Bildet (tatt mot NV) viser trolig det flattliggende sprekkesettet J2 ved påhugg, tilpasset etter Opsal (2013).

årsaker er dette trolig sprekkesett J2. Solli (2017) observerte at J2 flere steder har blitt hydraulisk jekket. Dette betyr at  $\sigma_3$  har fallretning/fall på N055°Ø/75°.

Solli (2017) observerte tilfeller av hydraulisk splitting ved pr. 310–320 og pr. 560. Ved førstnevnte strakk sprekken seg fra sålen ved pr. 310 til hengen ved pr. 320, vist på bildene i Figurene C.5–C.7 i Vedlegg C. I enkelte tilfeller grener splittingen av til jekking, eller motsatt. Et tilfelle av splitting er vist til venstre i Fig. 7.8. Flere steder ble det observert sprekker i sprøytebetongen (høyre i Fig. 7.8) med varierende utholdenhet. Disse sprekkeene var flere steder orientert som J2. Ifølge Jacobsen (2016), som oppsummerer observasjonene fra inspeksjonen 19. april 2016, er det flere riss med utholdenhet opptil 20 m og fall ca. 10° mot S i sprøytebetongen ved pr. 340–460, se bildet i Fig. C.8 i Vedlegg C.



Figur 7.8: Venstre: Hydraulisk splitting av intakt berg (foto: Snorre Solli). Høyre: Sprekk i sprøytebetong (foto: Chhatra B. Basnet).

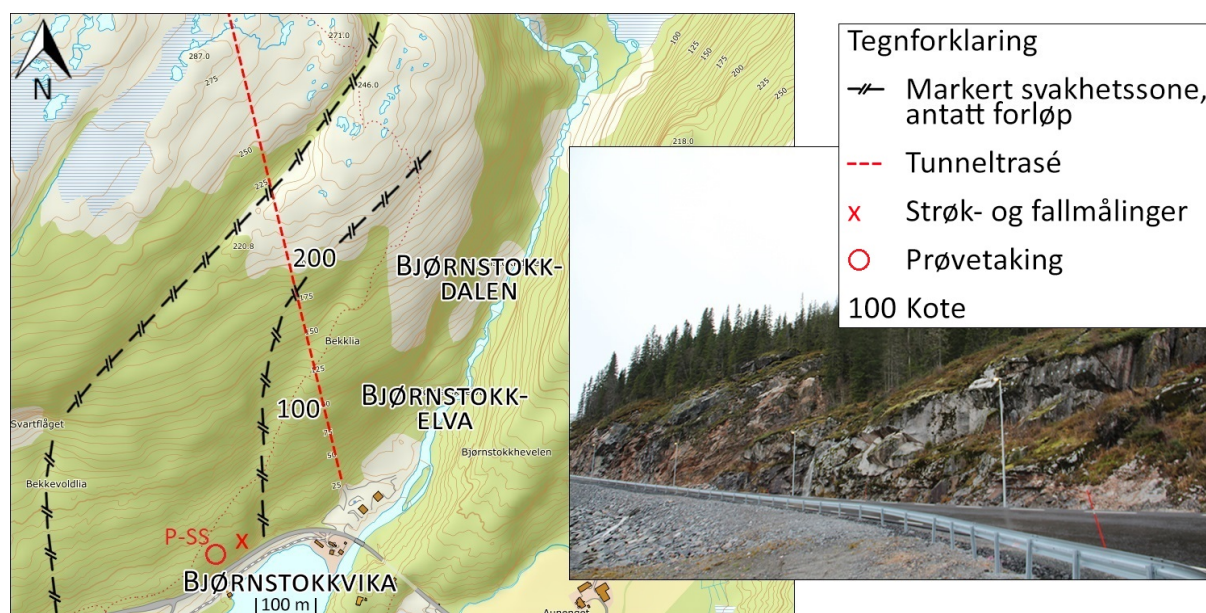
### 7.5.6 Svakhetssoner

Ut ifra observasjoner og tolkning av flyfoto registrerte Opsal (2013) seks svakhetssoner som var forventet å komme i kontakt med vannveien. Sonenes mektighet er maksimalt tre meter. Enkelte av sonene ble antatt å kunne være vannførende og/eller ha innhold av leire/sand/grus. Tre av sonene var forventet å skjære tunnelen mellom påhugget og revidert plassering av propp. Vannveien ble detaljkartlagt under driving: Det ble ikke observert tydelige svakhetssoner ved de forventede skjæringene (Sweco, 2016).

Solli (2017) antok at en svakhetszone (merket «SS» i Fig. 7.5) skjærer tunnelen ved pr. 310–410 fordi dette partiet er føret med sprøytebetong. I henhold til laboratorieresultatene (se Kap. 6.3) har bergarten i svakhetssonen omtrent samme bergmekaniske og mineralogiske egenskaper som bergarten i omliggende bergmasse, men sonen er hydrotermalt omvandlet og består av knust berg. Fig. 7.9 viser sonens antatte forløp og mektighet i dagen. Mektigheten varierer mellom ca. 360 m ved Bjørnstokkvika og ca. 100 m over tunneltraseen. Ni strøk- og fallmålinger ble tatt på et markert sprekkesett i sonen på overflaten ved Bjørnstokkvika. Målingene ble plottet på et stereonett. Analysen, vist i Fig. C.4 i Vedlegg C, viser at sprekkesettet har strøk N026°Ø og fall 77°SØ. Svakhetssonens fall, som dermed ble tolket til å være 77° mot SØ, ble brukt til å bestemme sonens skjæring med overflaten over tunneltraseen (Fig. 7.5 og 7.9). Her sammenfaller skjæringen omtrent med de NØ–SV-orienterte lineamentene som preger topografien i området. Svakhetssonens forløp ved Bjørnstokkvika ble antatt å sammenfalle med kløftene i terrenget.

### 7.5.7 Hydrogeologi

Over tunneltraseen er det enkelte myrer og mindre tjern. Soner som har forbindelse til overflaten kan inneholde vann under trykk (Opsal, 2013). Solli (2017) observerte innlekkasje ved pr. 310, estimert til 2 liter per minutt. Jacobsen (2016) anslo den samme lekkasjen til 5–10 liter per minutt. Ifølge Garshol (2016) var det ikke lekkasjer her før andre vannfylling.



Figur 7.9: Antatt forløp og mektighet på svakhetssonen som antas å skjære tunnelen ved pr. 310–410 (kartgrunnlag: www.norgeskart.no). Bildet (tatt mot NV) viser svakhetssonen i området der strøk- og fallmålingene ble utført (foto: Chhatra B. Basnet).

## 7.5.8 Bergmassekvalitet

I Tab. 7.9 er det gitt Q-verdier for vannveien mellom pr. 300 og pr. 710.

Tabell 7.9: Q-verdier (Kartleggingsskjema, 2015).

Ca. profil	RQD/ $J_n$	$J_r/J_a$	$J_w/SRF$	Q-verdi
300–310	90/9	2/2	1/1	10
320–330	90/9	1,5/2	1/1	7,5
430–440	50/15	1,5/8	1/7,5	0,1
480–490	80/9	1,5/2	1/1	6,7
520–530	80/9	1,5/1	1/1	13,3
540	75/9	1,5/2	1/1	6,3
700–710	90/12	1,5/2	1/1	5,6

Under befaring 19. april 2016 fremstod bergmassen som kompetent. Bergmassen har høy styrke ved hammerslag. Bomt berg av betydning ble ikke observert (Jacobsen, 2016).

## 7.6 Sikring av opprinnelig trykktunnel

I trykktunnelen var det forventet et behov for ca. 1,3 bolt per meter tunnel i snitt. 0,03 m<sup>3</sup> fiberarmert sprøytebetong per meter tunnel var forventet i eventuelle partier med svakhetssoner (Opsal, 2013). Bergforholdene var i hovedsak gode under driving, med behov for spredt bolting. Permanentsikring omfatter også fiberarmert sprøytebetong (Garshol, 2016).

# GJENNOMGANG AV STABILITETSANALYSE

I dette kapitlet presenteres analytiske og numeriske verktøy for stabilitetsvurderinger av uforede trykktunneler. For å simulere hvor i et bergrom brudd oppstår, må det velges et bruddkriterium i den numeriske modellen, for eksempel Mohr-Coulomb eller Hoek & Brown (Myrvang, 2001).

## 8.1 Bergmasseklassifisering

### 8.1.1 GSI

«Geological Strength Index» (GSI) er et system for å estimere reduksjon i bergmassens styrke. Dette baseres på visuell inspeksjon av bergmassens struktur, det vil si graden av oppsprekking, og overflatetilstanden til diskontinuitetene, herunder ruhet og omvandling. GSI-verdien bestemmes ut ifra standardtabellen i Vedlegg A.4. Verdien brukes i empiriske formler, blant andre Hoek & Brown-kriteriet (Palmström og Stille, 2010). Sammenhengen mellom GSI og bergmassens kvalitet er gitt i Tab. A.2 i Vedlegg A.1.

### 8.1.2 Sammenhengen mellom Q-verdien, RMR og GSI

Q-metoden benyttes for å klassifisere bergmasser med hensyn på stabilitet av bergrom. Ved bruk av seks parametre bestemmes Q-verdien ( $Q$ ) som

$$Q = \frac{\text{RQD}}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{\text{SRF}} \quad (8.1)$$

der RQD er oppsprekkingstallet,  $J_n$  er tallet for sprekkesett,  $J_r$  er sprekkeruhetstallet,  $J_a$  er tallet for sprekkefylling,  $J_w$  er sprekkevannstallet og SRF er spenningstallet. Parametrene bestemmes ut ifra tabellene gitt i Vedlegg A.2. Jo høyere Q-verdi, desto bedre stabilitet (Løset, 1997).

«Rock Mass Rating» (RMR) er et empirisk klassifikasjonssystem for bergmasser. RMR-verdien bestemmes ut ifra seks parametre. Sammenhengen mellom RMR og  $Q$  er gitt ved (Panthi, 2006)

$$\text{RMR} = 15 \log Q + 50 \quad (8.2)$$

Hoek (1995) viste at sammenhengen mellom GSI og RMR kan uttrykkes ved

$$\text{GSI} = \text{RMR} - 5 \quad (8.3)$$

## 8.2 Bruddkriterier

Bruddkriterier brukes for å forklare eller forutsi når og hvorfor brudd oppstår. Det gjøres ved å finne en kombinasjon av hovedspenningene som medfører at bruddet skjer ved en gitt mekanisme ved overskridelse av en bestemt mekanisk størrelse. *Mohr-Coulomb* og *Hoek & Brown* er eksempler på slike kriterier (Myrvang, 2001). Bruddkriteriene er kun gyldige for intakt berg (Nilsen og Thidemann, 1993).

### 8.2.1 Mohr-Coulomb

Mohr-Coulomb-kriteriet uttrykker forholdet mellom skjær- og normalspenning ved brudd (Hudson og Harrison, 2000). Det kalles også indrefriksjonskriteriet, og det forutsetter at materialet har en indre friksjon. I henhold til kriteriet oppstår brudd når

1. den effektive skjærspenningen ( $\tau_\Theta$ ) i bruddplanet overskrider en viss verdi som avhenger av normalspenningen ( $\sigma_n$ ) på planet eller
2. største strekkspenning overskrider strekkfastheten ( $\sigma_t$ ).

Punkt 1 uttrykkes matematisk som

$$\tau_\Theta = \tau_t + \sigma_n \tan \Phi \quad (8.4)$$

der  $\tau_t$  er skjærfastheten og  $\tan \Phi$  er koeffisienten for indre friksjon. Formel (8.4) representeres ved Mohrs omhyllingskurve (Fig. 2.2), jf. Kap. 2.2.1. Dette betyr at enhver spenningstilstand

som representeres ved en Mohrs sirkel plottet nedenfor kurven, ikke vil medføre brudd (Myrvang, 2001). Mohr-Coulomb kan uttrykkes ved hjelp av hovedspenningene som

$$\sigma_1 = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2} \right) \sigma_3 + 2c \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2} \right) = k\sigma_3 + 2c\sqrt{k} \quad (8.5)$$

der  $\Phi$  er vinkelen for indre friksjon og  $c$  er kohesjon eller ren skjærfasthet (Li, 2015).

### 8.2.2 Hoek & Brown

For å bruke Hoek-Brown-kriteriet til å estimere styrke og deformasjonsegenskaper ved en bergmasse, er det nødvendig å bestemme tre egenskaper ved bergmassen:

- Enaksial trykkfasthet for intakt berg ( $\sigma_{ci}$ )
- Verdien av Hoek-Brown-konstanten  $m_i$  for intakt berg
- Verdien av GSI for bergmassen

Den generalisert Hoek-Brown-kriteriet for oppsprukne bergmasser er gitt ved

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (8.6)$$

der  $\sigma'_1$  og  $\sigma'_3$  er henholdsvis største og minste effektive hovedspenning ved brudd (Hoek, 2007);  $m_b$  er den reduserte verdien av materialkonstanten  $m_i$  og er gitt ved

$$m_b = m_i \exp \left( \frac{\text{GSI} - 100}{28 - 14D} \right) \quad (8.7)$$

der  $D$  er en forstyrrelsesfaktor, jf. Kap. 2.3.2;  $s$  og  $a$  er konstanter for bergmassen, og er ifølge Hoek, Carranza-Torres og Corkum (2002) gitt ved

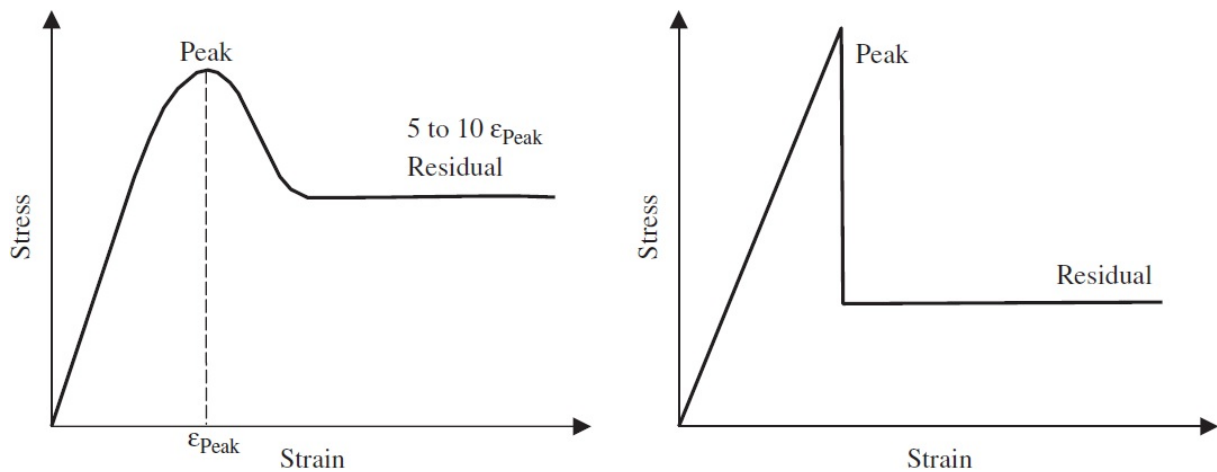
$$s = \exp \left( \frac{\text{GSI} - 100}{9 - 3D} \right) \quad (8.8)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-\text{GSI}/15} - e^{-20/3}) \quad (8.9)$$

For intakt berg settes  $s = 1$  og  $a = 0,5$  i Formel (8.6) (Hoek, 2007). Retningslinjer for bestemmelse av  $m_i$  er gitt i Vedlegg A.5.

Bergarteres post-«peak»-karakter har betydelig innvirkning på stabiliteten til bergrom. Generelt er reststyrkeparametrene lavere enn «peak»-parametrene (Fig. 8.1) på grunn av såkalt «strain-softening». Generelt når reststyrken etter betydelig plastisk deformasjon. «Strain-softening» beskriver et materiales gradvise tap av kapasitet til å bære last. For harde bergarter er «strength weakening» mer passende fordi «softening» viser til reduksjon i stivhet. Fig. 8.1 illustrerer definisjonene på «peak»- og reststyrke: Reststyrken er gitt ved platået etter toppunktet, i et tøyingsintervall på omtrent 5–10 ganger tøyningen ( $\epsilon_{\text{peak}}$ ) ved «peak»-styrken. Det generaliserte Hoek-Brown-kriteriet for reststyrke i oppsprukne bergarter er gitt ved

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_r \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s_r \right)^{a_r} \quad (8.10)$$



Figur 8.1: «Strain-softening» (venstre) og perfekt sprøtt brudd (høyre) i bergarter (Cai et al., 2007).

der  $m_r$ ,  $s_r$  og  $a_r$  er rest-Hoek-Brown-konstantene for bergmassen. Disse konstantene kan bestemmes fra rest-GSI-verdien ( $GSI_r$ ) ved bruk av Formlene (8.7)–(8.9), der  $m_i$  er uforandret og, fordi bergmassen er i en resttilstand,  $D = 0$  (Cai et al., 2007). Cai et al. (2007) fant et empirisk forhold mellom  $GSI_r$  og  $GSI$ , gitt ved

$$GSI_r = GSI e^{-0,0134GSI} \quad (8.11)$$

### 8.2.3 Forholdet mellom Mohr-Coulomb og Hoek-Brown

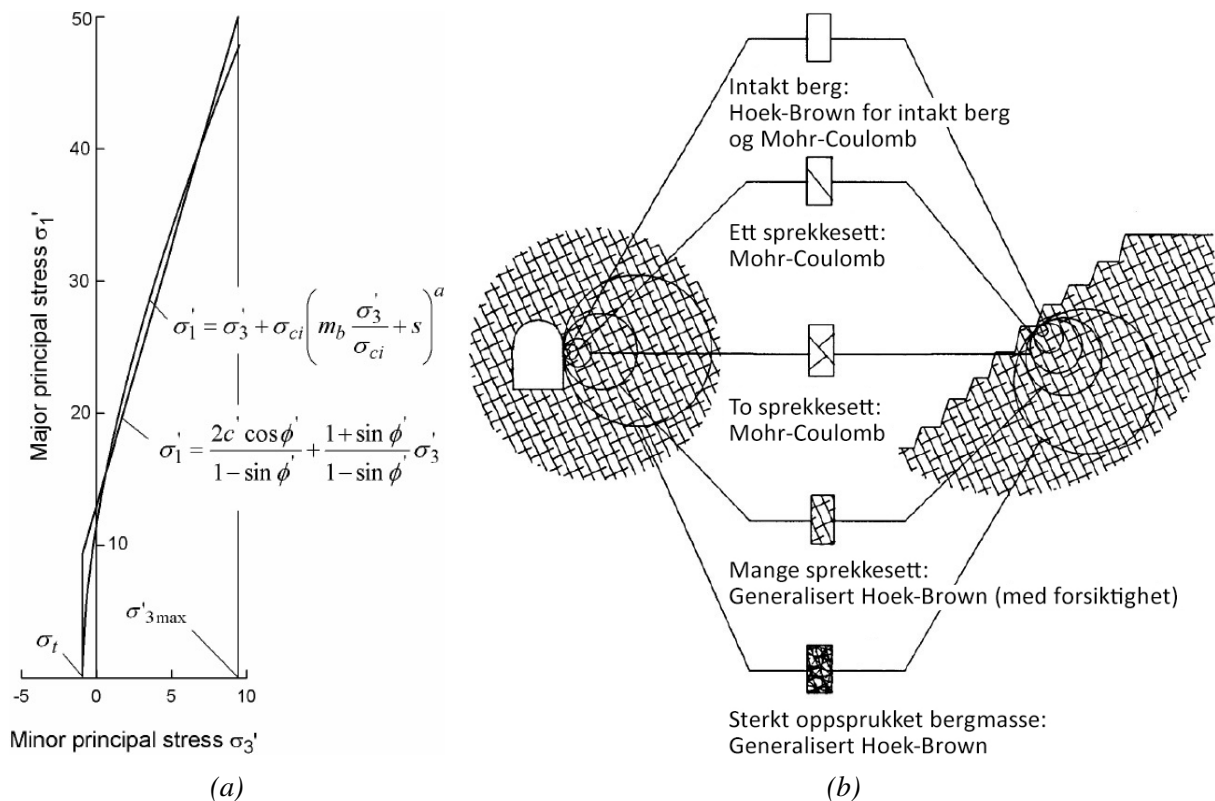
Det er visse usikkerheter og unøyaktigheter ved Hoek-Brown-kriteriet som gjør det upraktisk å implementere i numeriske modeller. For å bestemme «equivalent angles of friction» og «cohesive strength» for en bergmasse må det gjøres en lineær tilpasning til kurven definert av Formel (8.6) for verdier av  $\sigma_3$  i intervallet



$$\sigma_t < \sigma_3 < \sigma'_{3, \max} \quad (8.12)$$

der  $\sigma_{3, \max}$  er den øvre grensen for omsluttende spenning (Fig. 8.2a). Denne metoden, og tilhørende sekvens av beregninger, er implementert i programvaren *RocData*, tidligere *RocLab*, se Kap. 8.4.2 (Hoek, Carranza-Torres og Corkum, 2002).

Bruddkriterium velges i henhold til graden av oppsprekking i bergmassen (Fig. 8.2b). Mohr-Coulomb-kriteriet er kun gyldig for en bergmasse med ett eller to sprekkesett, ellers er Hoek-Brown-kriteriet gyldig (Basnet, 2013).



Figur 8.2: (a) Forholdet mellom største og  $\sigma_3$  for Hoek-Brown og tilsvarende Mohr-Coulomb (Hoek, Carranza-Torres og Corkum, 2002). (b) Valg av bruddkriterium, tilpasset etter Hoek (2007) og Panthi (2017).

## 8.3 Analytiske metoder

De analytiske metodene for stabilitetsvurderinger av uforede trykktunneler er basert på anvendelse av kravet til vertikal overdekning, uttrykt ved Formel (4.2), og korteste avstand til overflaten, uttrykt ved Formel (4.3). Dette kan gjøres for lengdeprofil langs vannveien, som vist i Fig. 4.5, eller på tilsvarende måte for tverrsnitt langs vannveien (K. K. Panthi, 2017, personlig veiledning).

### 8.3.1 Programvare

Til de analytiske vurderingene benyttes *Autodesk*-programvaren *AutoCAD* og *Microsoft*-programvaren *Excel*. *AutoCAD* benyttes for å lage og redigere todimensjonale geometrier og tredimensjonale modeller med materialer og overflater (Autodesk, 2018). *AutoCAD* er valgt for å ha full fleksibilitet ved generering av tverrsnitt fra terrengmodeller. Data fra tverrsnittene behandles i *Excel*.

## 8.4 Numerisk modellering

Betegnelsen *numerisk modellering* betyr inndeling av bergmassen i et visst antall individuelle elementer (Nilsen og Palmström, 2000). Numeriske modeller kan brukes til å beregne spenninger og deformasjoner i bergmassen og i tunnelperiferien. Kvaliteten på resultatene avhenger av kvaliteten på inndataene. De viktigste inndataparametrene er in situ-spenninger, deformasjonsegenskaper, styrkeegenskaper (bruddkriterier) og oppsprekkingsgrad. Modelleringen kan gjøres to- eller tredimensjonalt (Myrvang, 2001). 2D-modeller foretrekkes på grunn av enkelheten, men tunneler gjennom svakhetssoner/forkastninger kan ikke enkelt forenkles til 2D-problemer fordi effekten av diskontinuitetens geometri i de fleste tilfeller ikke kan betraktes todimensjonalt (Mao, 2012).

Fordelene med numeriske analyser sammenlignet med andre analyser, som de analytiske, er at førstnevnte blant annet

- er kvantitativ,
- gir en bedre forståelse av mekanismer,
- tillater komplekse geometrier,
- kan benyttes til å verifisere resultater fra andre metoder og
- kan inkludere målinger fra felt og laboratorium (Basnet, 2013).

Det er to hovedgrupper av modeller: kontinuerlige og diskontinuerlige. De kontinuerlige modellene behandler bergmassen som et kontinuerlig medium, der diskontinuiteter kun kan inkluderes i en begrenset grad. Eksempler på metoder er *endelig element-metoden* (FEM), *endelig differanse-metoden* (FDM) og *grenselementmetoden* (BEM). De diskontinuerlige modellene, slik som *blokkelementmetoden* (DEM), behandler bergmassen som en koplet modell av intakt berg og diskontinuiteter (Myrvang, 2001).

### 8.4.1 Endelig element-metoden

I FEM defineres et domene som skal modelleres. Domenet må være tilstrekkelig stort slik at åpningen ikke påvirkes av randeffekter, det vil si domenets ytterbegrensninger. Domenet inndeles i et endelig antall elementer som er forbundet via noder (knutepunkter). Deformasjonegenskaper angis for hvert element. Krefter og deformasjoner i et element påvirker tilstøtende elementer gjennom nodene. Et ligningssystem for hele domenet uttrykker sammenhengen mellom kreftene som virker på og deformasjonene i hver node. Dette omgjøres til spenninger på hver node. Ligningssettet løses implisitt (Myrvang, 2001). Vanligvis representeres resultatet som et hovedspenningskors med størrelser og retninger på hovedspenningene (Nilsen og Broch, 2012).

### 8.4.2 Programvare

Til de numeriske analysene benyttes *Rocscience*-programvarene *RS<sup>2</sup>* og *RocData*. Programvarene er valgt på bakgrunn av funksjoner og egenskaper, som omtales under.

#### RS<sup>2</sup>

RS<sup>2</sup> er et todimensjonalt endelig element-program. Det er et analyseprogram for design av tunneler og sikring, utgraving i fjell og på overflaten, skråningsstabilitet, med mer. Programmets egenskaper og funksjoner omfatter blant annet:

- Elastiske og plastiske materialer
- Multiple materialer
- Sprekker
- Konstante spenninger eller gravitasjonsspenninger

RS<sup>2</sup> består av tre moduler: «MODEL», «COMPUTE» og «INTERPRET». MODEL benyttes til preprosessering. Den brukes til å legge inn og endre grenser, sikring, in situ-spenninger, grensebetingelser og materialparametre. Beregningene (COMPUTE) kjøres etter generering av en «finite element mesh». INTERPRET benyttes til postprosessering. Den brukes til datavisualisering og tolkning av analyseresultatene. Datakonturer kan vises for spenninger, forskyvninger og styrkefaktor (Rocscience, 2018a).

## **RocData**

RocData er et verktøy for analyse av styrkedata og bestemmelse av materialparametre. Det generaliserte Hoek-Brown-kriteriet og Mohr-Coulomb er blant bruddkriteriene som kan anvendes. Programmet gir inndata til de numeriske modellene (Rocscience, 2018b).

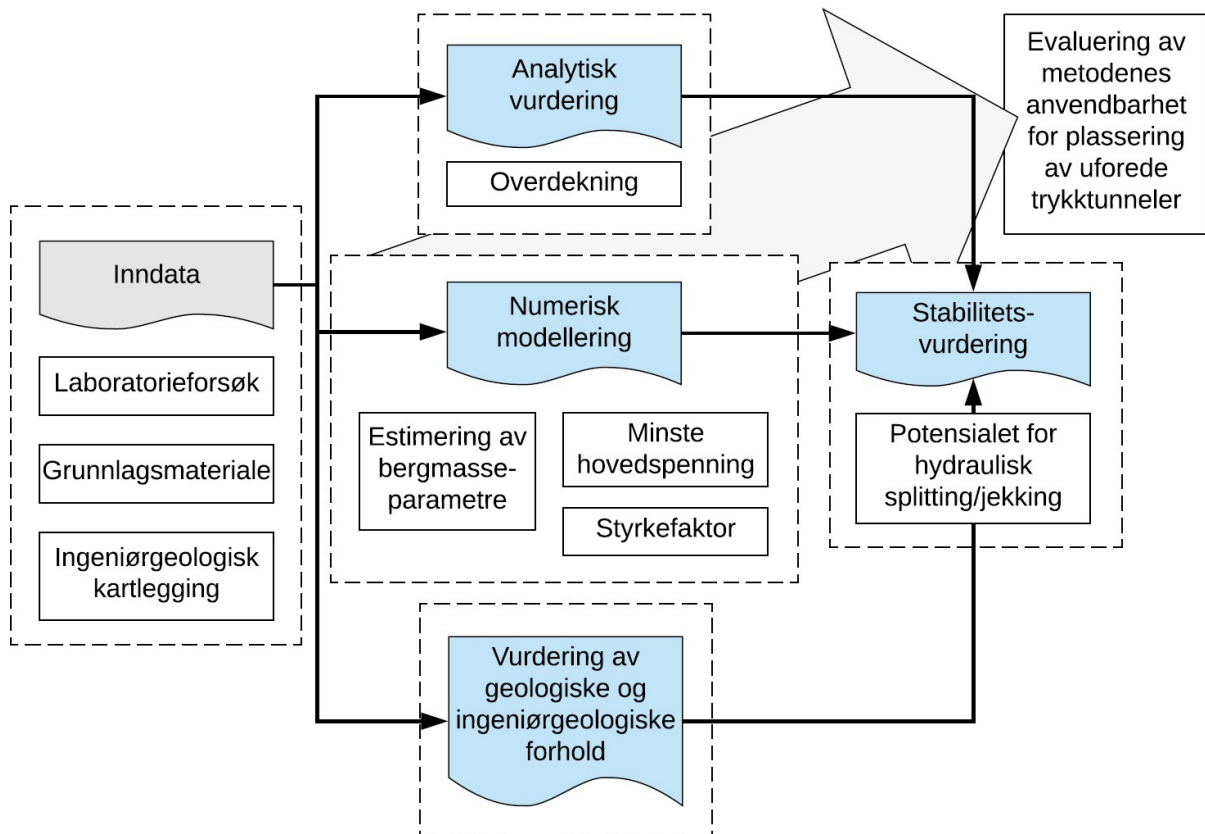
## **8.5 Konkluderende bemerkninger**

Tommelfingerreglene tar ikke hensyn til topografisk og tektonisk påvirkning på spenningsbildet. Derfor bør numeriske metoder anvendes for å kontrollere kravet til  $\sigma_3$ , uttrykt ved Formel (4.4). De numeriske analysene tillater, i motsetning til de analytiske metodene, å inkludere målinger og modellere komplekse geometrier.

# STABILITETSANALYSE

## 9.1 Generelt

Prosesskartet i Fig. 9.1 viser sammenhengen mellom utførte analyser og vurderinger. De analytiske vurderingene og de numeriske analysene presenteres i dette kapitlet. I Kap. 10.1 vurderes de geologiske og ingeniørgeologiske forholdene. Stabilitetsvurderingen og evaluering av metoder gis i Kapitlene 10.3 og 10.4.



Figur 9.1: Prosesskart for utførte analyser.

Det er tunnelpartiet mellom den opprinnelige og den reviderte plasseringen av betongproppen, pr. 310–615, som er av interesse for stabilitetsanalysen. Det er i dette området bergmassen har vært ustabil og hydraulisk splitting og jekking har forekommet. Analysene omfatter derfor vannveien ved pr. 300–700 slik den fremstod før designendringen. I henhold til Kap. 7.5 antas Bjørnstokk-området å bestå av to materialtyper: svakhetssonen (betegnes «SS») og omliggende bergmasse/granodioritt (betegnes «GD»).

## 9.2 Analytisk vurdering

Solli (2017) gjennomførte analytiske vurderinger av vannveien mellom pr. 300 og pr. 1050. I denne studien har disse analysene og vurderingene blitt revidert for tunnelpartiet mellom pr. 300 og pr. 700 på grunn av endringer i inndata. I det følgende beskrives de reviderte analysene.

### 9.2.1 Generering av tverrsnitt

Snitt av topografien med terrengdata ble generert fra en digital terrengmodell av Bjørnstokk-området. Tverrsnittene er 400 m lange og ble laget for hver 50 m langs vannveien fra pr. 300 til pr. 700. For å få med effekten av topografien ble tverrsnittene orientert i henhold til topografiske trekk, slik som høydekonturene. Tverrsnittenes orientering er vist i Fig. D.1 i Vedlegg D.1. Det ble ikke identifisert utstikkende fjellpartier som kunne forårsake overestimert av spenningene langs tunneltraseen, jf. Kap. 4.3.2. Den topografiske overflaten ble derfor ikke idealisert på tverrsnittene.

### 9.2.2 Inndata og beregninger

Tverrsnittene er vist i Vedlegg D.1. På tverrsnittene ble det lest av verdier for vertikal overdekning ( $h_t$ ), korteste avstand til overflaten ( $L_t$ ) og terrenghelning ( $\beta_t$ ). Verdier for terrenghøyde ( $z_t$ ) over tunneltraseen og antall meter over havet ved tunnelsålen ( $z_s$ ) ble lest av på tekniske tegninger. Verdiene er gitt i Vedlegg D.2. Resterende inndataparametre er gitt i Tab. 9.1.

Den statiske fallhøyden ( $H$ ) ble beregnet ved

$$H = DFV - z_s \quad (9.1)$$

der DFV er dimensjonerende flomvannstand. Vertikal overdekning ( $h$ ) ble beregnet ved

Tabell 9.1: Inndata.

Parameter	Symbol	GD	SS	Hentet fra
Tetthet intakt berg (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_r$	2,67	2,63	Tab. 6.2
Dimensjonerende flomvannstand (m)	DFV	272,14		Tab. 7.3
Tetthet vann (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_w$	1000		
Tunnelhelning, pr. 0–350 (°)	$\alpha_{RT}$	0,57		Tab. 7.4
Tunnelhelning, pr. 350–890 (°)	$\alpha_{TT}$	8,13		Tab. 7.4
Takhøyde i tunnel, pr. 300–890 (m)	$d_{TT}$	4,4		Fig. 7.3

$$h = z_t - (z_s + d_{TT}) \quad (9.2)$$

der  $d_{TT}$  er takhøyden i tunnelen. Disse verdiene for overdekning ble lagt til grunn for kontroll av kravet til vertikal overdekning. Kravene til vertikal overdekning ( $h_k$ ) og korteste avstand til overflaten ( $L_k$ ) ble beregnet med henholdsvis Formlene (4.2) og (4.3), det vil si tommelfingerreglene. Sikkerhetsfaktor for vertikal overdekning ( $FS_h$ ) ble beregnet ved

$$FS_h = \frac{h}{h_k} \quad (9.3)$$

og sikkerhetsfaktor for korteste avstand til overflaten ( $FS_L$ ) ved

$$FS_L = \frac{L_t}{L_k} \quad (9.4)$$

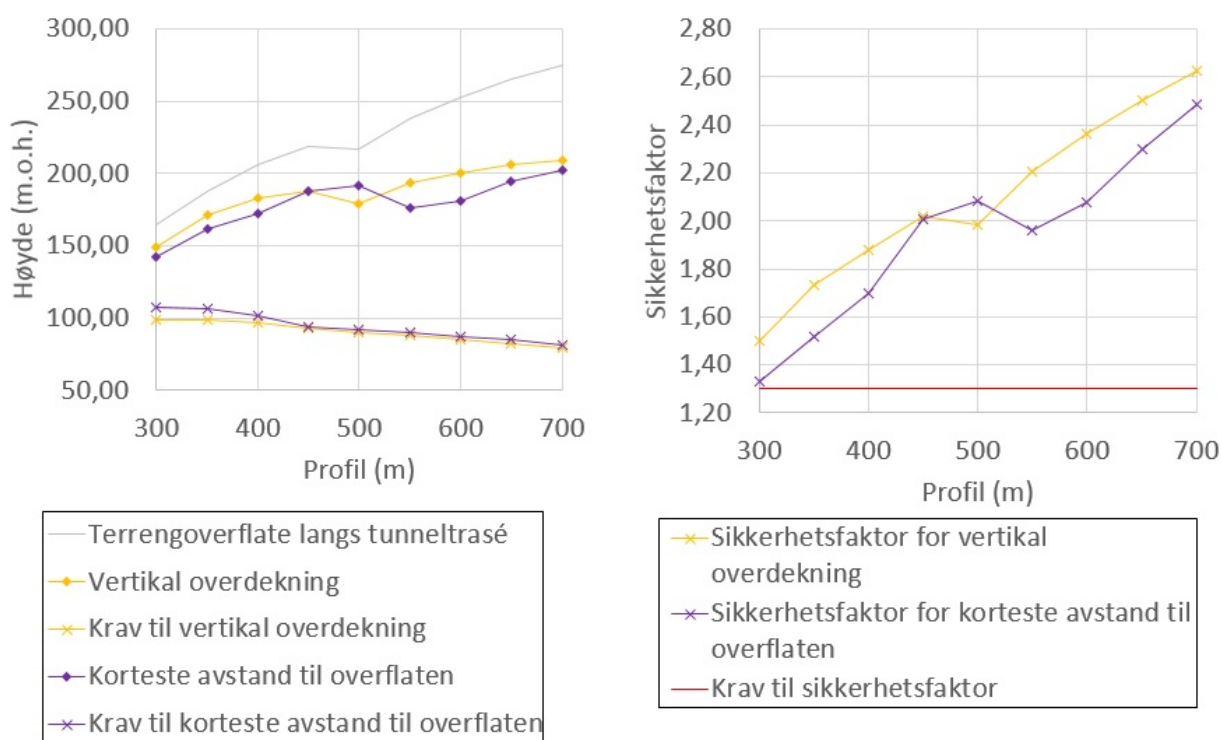
### 9.2.3 Resultater

Vertikal overdekning og korteste avstand til overflaten ved pr. 300–700 er vist til venstre i Fig. 9.2. Figuren viser at kravene – uttrykt ved tommelfingerreglene – er tilfredsstilt ved pr. 300–700. Sikkerhetsfaktorer for vertikal overdekning og korteste avstand til overflaten er vist til høyre i Fig. 9.2. En sikkerhetsfaktor på 1,3 er tilfredsstilt ved pr. 300–700.

## 9.3 Numerisk modellering

Numerisk modellering i RS2 ble gjennomført som «plain strain»-analyser med Gauss-eliminasjon. Analysene ble kjørt med elastiske materialtyper for å:

1. Bestemme størrelsen på  $\sigma_3$  og kontrollere kravet uttrykt ved Formel (4.4).



Figur 9.2: Venstre: Kravene til vertikal overdekning og korteste avstand til overflaten i henhold til tomfingeregulene. Høyre: Sikkerhetsfaktorer mot hydraulisk splitting/jekking.

- Bestemme styrkefaktoren, det vil si forholdet mellom bergmassens styrke og induserte spenninger.

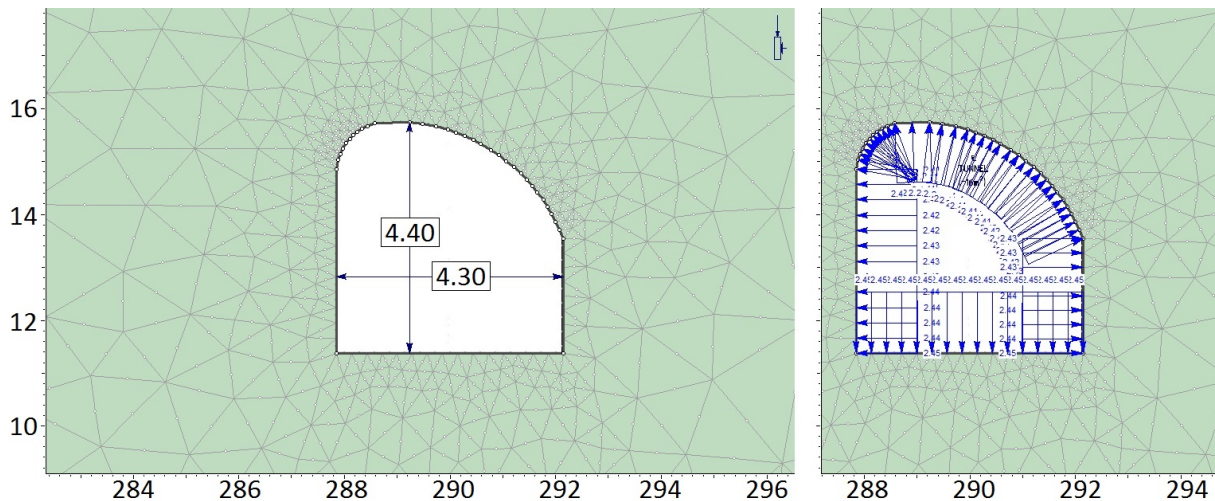
I tilfellene der styrkefaktoren var mindre enn én, som indikerer brudd, ble modellene kjørt med plastiske materialtyper for å bestemme hvorvidt det er strekk- eller skjærbrudd.

### 9.3.1 Oppsett

Geometrien består av den topografiske overflaten, geologien og vannveien/utgravingen. Topografien ble tegnet ut ifra tverrsnitt av terrenget. Snittene ble konstruert fra topografisk kart for hver 50 m fra pr. 300 til pr. 650. Tverrsnittene er navngitt i henhold til hvilke profilnummer i vannveien de skjærer. For eksempel skjærer «tverrsnitt 300» gjennom pr. 300. Snittene er orientert normalt på Bjørnstokkdalen, det vil si N118°Ø, for å ta hensyn til effekten av topografien på spenningene. Geologien ble tegnet ut ifra Fig. 7.5 og 7.9. Det ble antatt at ettersom vannveiens dimensjoner er små relativt til modellenes dimensjoner, kunne utgravingene gjøres som i Fig. 7.3, slik eksemplet i Fig. 9.3 viser, selv om tverrsnittene ikke skjærer normalt på vannveien.

Det ble antatt at ettersom vannveien ligger såpass dypt, vil ikke materialet langs modellenes grenser deformeres. Derfor ble begge sider og topp og bunn («external boundaries») av modellen låst i både x- og y-retning. For oppsett av «mesh» ble det benyttet triangelementer med 6





Figur 9.3: Utgraving i tverrsnitt 300 med og uten vanntrykk på 2,4–2,5 MPa.

noder, en «gradation factor» på 0,1 og «default number of nodes on all excavations» på 55.

Modellene ble kjørt i tre «stages». Steg 1 representerer in situ-tilstanden. I steg 2 graves vannveien ut. I steg 3 trykkes vannveien.

### 9.3.2 Inndata

#### Spenninger og laster

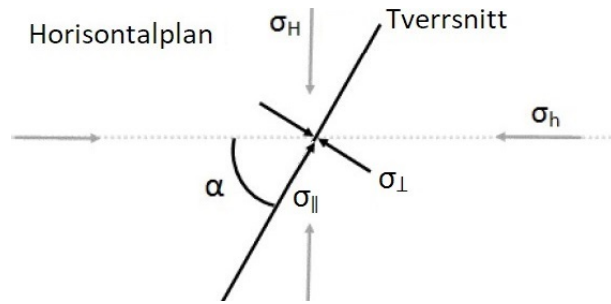
Spenningsdata gitt i Tab. 7.7 ble lagt til grunn fordi dette er de eneste målingene av størrelsene på og orienteringene av horisontalspenningene ( $\sigma_h$  og  $\sigma_H$ ). Dataene gir bare informasjon om spenningene og Poissons forhold ved pr. 471 og pr. 842. Størrelse og orientering ved resterende profiler (300, 350, osv.) ble beregnet som gjennomsnittsverdier. For eksempel ble størrelsen på  $\sigma_H$  ved pr. 650 beregnet som gjennomsnittet av verdiene ved pr. 471 og pr. 842. Horisontalspenningenes orientering er ikke normalt/parallelt på tverrsnittene. Spenningene ble derfor projisert normalt/parallelt på snittene. Normalspenningen på tverrsnittene ( $\sigma_{\perp}$ ) ble beregnet som

$$\sigma_{\perp} = \sigma_H \cos^2 \alpha + \sigma_h \sin^2 \alpha \quad (9.5)$$

der  $\alpha$  er vinkelen mellom  $\sigma_h$  og tverrsnittet. Spenningen parallelt med tverrsnittene ( $\sigma_{\parallel}$ ) ble beregnet som

$$\sigma_{\parallel} = \sigma_H \cos^2(\alpha + 90) + \sigma_h \sin^2(\alpha + 90) \quad (9.6)$$

En illustrasjon av bruken av formlene er vist i Fig. 9.4.



Figur 9.4: Illustrasjon av anvendelse av Formlene (9.5) og (9.6).

«Field stress type» ble satt til «gravity» slik at spenningsfeltet varierer med dybden. «Use actual ground surface» ble valgt for ta hensyn til effekten av topografi. Tab. 9.2 viser hvilke verdier som ble benyttet for de ulike spenningsparametrene i RS2. I tabellen er  $K_2$  og den tektoniske komponenten av normalspenningen på tverrsnittet ( $\sigma_{\perp,tec}$ ) gitt ved henholdsvis

Tabell 9.2: Verdier benyttet for spenningsparametre i RS2 (C. B. Basnet, 2018, personlig veiledning).

Spenningsparameter	Verdi
Total stress ratio (horiz/vert in plane)	$K_2$
Total stress ratio (horiz/vert out-of-plane)	$K_2$
Locked-in horizontal stress (in plane)	$\sigma_{\parallel,tec}$
Locked-in horizontal stress (out-of-plane)	$\sigma_{\perp,tec}$

$$K_2 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (9.7)$$

og

$$\sigma_{\perp,tec} = \sigma_{\perp} - K_2 \sigma_v \quad (9.8)$$

der  $\sigma_v$  er den teoretiske vertikalspenningen, jf. Formel 3.1. Den tektoniske komponenten av spenningen parallelt med tverrsnittet ( $\sigma_{\parallel,tec}$ ) er gitt på samme form. Verdier for  $\sigma_{\perp,tec}$  og  $\sigma_{\parallel,tec}$  for hvert tverrsnitt er gitt i Tab. E.2 i Vedlegg E.1. Verdier for  $K_2$  er gitt i Tab. E.1.

For å kontrollere vanntrykkets effekt på styrkefaktoren, ble det lagt til en «ponded water load» basert på fallhøydene gitt i Tab. D.1 i Vedlegg D.2 (høyre i Fig. 9.3).

Følgende antagelser ble gjort for spenninger og laster:

- Korreksjon for sprengningsskader, for eksempel en radius på 1–2 m utenfor tunnelperiferien, har ikke betydelig påvirkning på resultatet fordi den stivere, omsluttende bergmassen tar opp spenningene.

- Løsmasser regnes som last på berget på grunn av minimal stabiliserende effekt. Løsmassedekket er minimalt (se Kap. 7.5.4) og lasten settes følgelig til null.

## Bruddkriterium

Valg av bruddkriterium ble gjort i henhold til Fig. 8.2b. Tre sprekkesett ble identifisert (se Kap. 7.5), og følgelig ble det generaliserte Hoek-Brown-kriteriet valgt.

## Styrke og deformasjonsegenskaper

Tabell 9.3 viser verdiene som ble hentet fra laboratorieresultatene og standardtabeller og lagt inn i RocData. I tillegg ble det lagt inn individuelle GSI-verdier for hvert tverrsnitt. Q-verdiene i Tab. 7.9 ble konvertert til GSI med Formlene (8.2) og (8.3). Ettersom Q-verdiene bare er gitt ved visse profiler, ble Q-verdien ved henholdsvis pr. 300, 350, . . . , 650 antatt å tilsvare Q-verdien ved nærmeste profil. For eksempel ble Q-verdien ved pr. 450 satt lik Q-verdien ved pr. 430–440. Hver GSI-verdi antas å gjelde for hele tverrsnittet, uansett materialtype. Beregnede GSI-verdier er gitt i Tab. E.3 i Vedlegg E.1.

Tabell 9.3: Materialparametre for GD- og SS-sonen.

Parameter	Symbol	GD	SS	Hentet fra
Tetthet for intakt berg ( $\text{g/cm}^3$ )	$\rho$	2,67	2,63	Tab. 6.2
Tyngdetetthet for intakt berg ( $\text{MN/m}^3$ )	$\gamma_r$	0,026	0,026	= $\rho g$
Elastisitetsmodul for intakt berg (GPa)	$E$	61,44	57,41	Tab. 6.2
Enaksial trykkfasthet for intakt berg (MPa)	$\sigma_c$	129,3	179,9	Tab. 6.2
Fortyrrelsesfaktor	$D$	0	0	Vedlegg A.3
Materialkonstant for intakt berg	$m_i$	$29 \pm 3$	$29 \pm 3$	Vedlegg A.5

I RocData ble GSI-verdiene og verdiene i Tab. 9.3 lagt inn og Hoek-Brown-konstanter for bergmassen ( $m_b$ ,  $s$  og  $a$ ) og deformasjonsmodul ( $E_m$ ) ble estimert. Som standard beregnes deformasjonsmodul i RocData ved den generaliserte Hoek-Diederichs-metoden, jf. Formel (2.5). For å estimere rest-verdier, nødvendig for plastiske materialtyper, ble GSI-verdiene konvertert til rest-GSI-verdier med Formel (8.11). Disse ble lagt inn i RocData (resterende verdier forble uendret), og rest-Hoek-Brown-konstanter ( $m_r$ ,  $s_r$  og  $a_r$ ) og rest-deformasjonsmodul ( $E_{m,r}$ ) ble estimert. Samtlige verdier estimert i RocData, som ble lagt inn i RS2, er gitt i Tab. E.4 og E.5 i Vedlegg E.1. I tillegg er det gitt verdier for «dilation» ( $d$ ). Disse ble beregnet i henhold til Crowder og Bawden (2004) ved

$$d = 0,3m_r \quad (9.9)$$

for GSI-verdier i intervallet 50–65. For GSI mindre enn 30 er  $d = 0$ .

### Oppsprekkingsgrad

For å forenkle modellene ble ikke de tre sprekkesettene lagt inn.

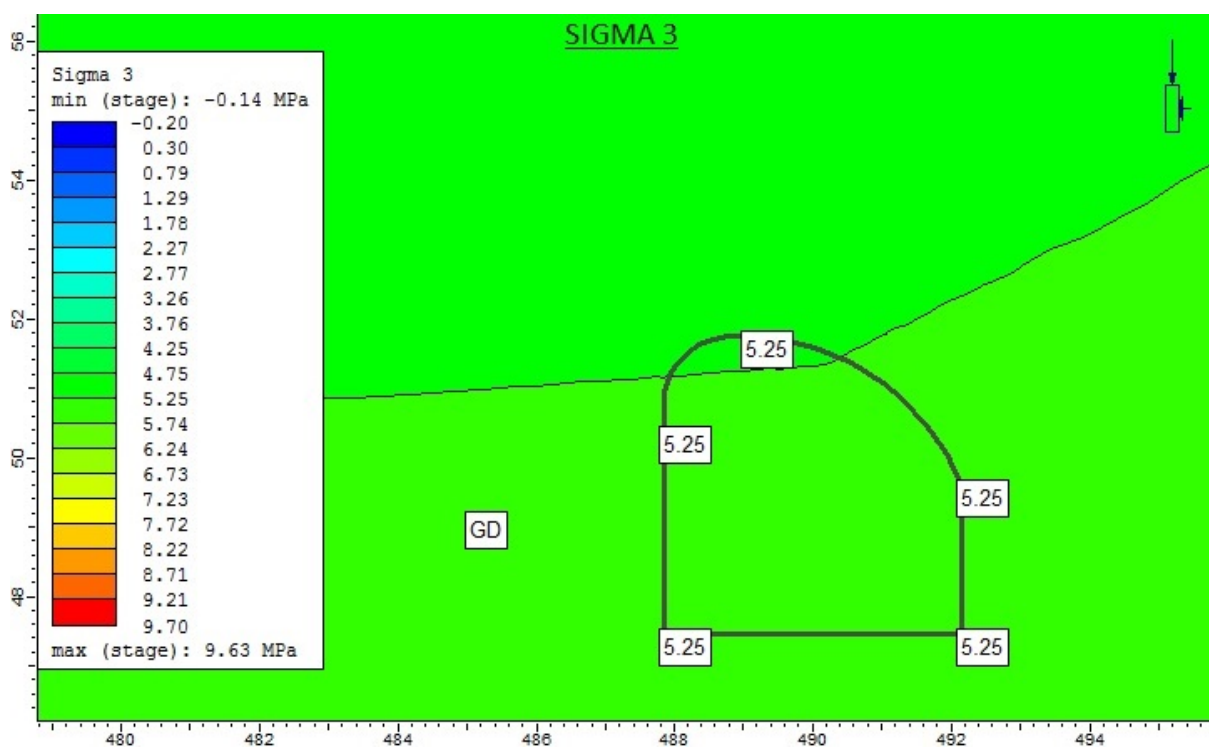
### Bergsikring

Det ble lagt til grunn at de sprøytebetongfôrede tunnelpartiene i praksis er uforedede fordi det ble identifisert sprekker i betongen. Hele trykktunnelen ble dermed ansett som uforet. Boltingen er spredt (usystematisk). Av disse årsaker ble ikke bergsikringen modellert.

## 9.3.3 Resultater

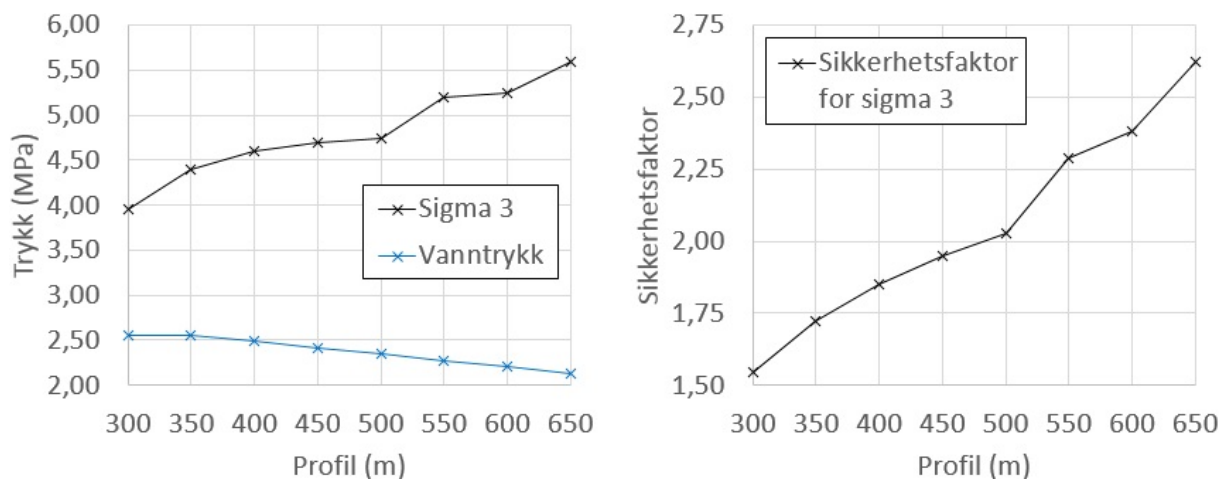
### Elastiske analyser

Detaljerte resultater fra de elastiske analysene er gitt i Vedlegg E.2. Resultatet for  $\sigma_3$  for tverrsnitt 600 er vist i Fig. 9.5. Figuren viser at  $\sigma_3$  langs tunnelperiferien rett nedstrøms for ny betongpropp er lik 5,25 MPa og dermed høyere enn vanndrykket (2,20 MPa). Hydraulisk splitting kan i henhold til dette ikke inntreffe ved pr. 600.



Figur 9.5: Estimert  $\sigma_3$  langs tunnelperiferien i tverrsnitt 600.

Verdiene for  $\sigma_3$  ble bestemt fra steg 1, det vil si før utgraving av vannveien (C. B. Basnet, 2018, personlig veiledning), og gitt ved den minste av verdiene langs tunnelperiferien. Fig. 9.6 oppsummerer resultatene for  $\sigma_3$ . Til venstre vises en sammenligning av  $\sigma_3$  langs tunnelperiferien og vanntrykket ved pr. 300–650. Til høyre vises sikkerhetsfaktorene for  $\sigma_3$ , gitt som forholdet mellom  $\sigma_3$  og vanntrykket. Figuren viser at en sikkerhetsfaktor på 1,3 er tilfredsstillt og at  $\sigma_3$  er høyere enn vanntrykket ved pr. 300–650.



Figur 9.6: Venstre:  $\sigma_3$  langs tunnelperiferien og vanntrykk (statisk fallhøyde). Høyre: Sikkerhetsfaktor for  $\sigma_3$ .

Styrkefaktorene ble bestemt fra steg 2, det vil si etter utgraving (C. B. Basnet, 2018, personlig veiledning). Verdiene ble bestemt på tilsvarende måte som  $\sigma_3$ . For samtlige profiler er styrkefaktoren langs tunnelperiferien mindre enn én, både med og uten vanntrykk. Plastiske analyser ble derfor utført for alle tverrsnittene.

### Plastiske analyser

Detaljerte resultater fra de plastiske analysene er vist i Vedlegg E.2. Etersom bergmassen rundt tunnelen nødvendigvis også må være stabil uten trykksatt vannvei, ble analysene kun kjørt uten «ponded water load». Analysene viser at brudd, både skjær- og strekkbrudd, vil forekomme langs tunnelperiferien ved pr. 300–650.



## DISKUSJON

### 10.1 Geologiske og ingeniørgeologiske forhold

#### 10.1.1 Bergarter

Bergmassen i Bjørnstokk-området består av variasjoner av granodioritt/granitt. Dette er magmatiske dypbergarter av prekambrisk og kambrosilursk alder. Laboratorieforsøk på bergartsprøver fra svakhetssonen og omliggende bergmasse viser at bergartene er av god kvalitet og svært høy styrke, men det knyttes usikkerhet til hvorvidt resultatene er representative. Bergartene er generelt harde, kompetente og av middels til god kvalitet med hensyn på tunnelstabilitet. Bergartene anses som egnede for bergrom. Bergtrykksproblemer av betydning har ikke forekommet. Deres horisontale, tektoniske spenningene er høye, underbygger dette at bergartene er sterke og egnede.

#### 10.1.2 Spenningsforhold

På grunn av bratt topografi i Bjørnstokkdalen, som har en skråningshelning på 30–40°, påvirkes spenningsforholdene og dermed størrelsen på  $\sigma_3$  langs tunnelen.

#### 10.1.3 Oppsprekning

Oppsprekningen preges av tre hovedsprekkesett. J1 er det viktigste steile settet på grunn av sprekkefyll av kalsitt og feltspat i flere sprekker. J2 er det viktigste tilnærmet flattliggende sprekkesettet ettersom dette flere steder har blitt hydraulisk jekket. Sprekkerosen viser at vannveiens lengdeakse er orientert omtrent midt mellom strøkretningen til de viktigste sprekkesette-

ne, J1 og J2, men ikke langs halveringslinjen for *største* skjæringsvinkel; optimal tunneltrasé er N084°N. En slik trasé er ikke praktisk mulig på grunn av de topografiske forholdene. Totalt sett er traseens orientering gunstig, men ikke optimal, med hensyn på strøkretningene til de viktigste sprekkesettene.

Sprekkefyllet i J1 kan vaskes vekk. I så fall vil sprekkenes danne åpne lekkasjekanaler der trykkøkning kan forekomme, noe som tilrettelegger for jekking. Etersom  $\sigma_3$  er omtrent vertikal, er uansett ikke J1 utsatt for hydraulisk jekking. Dersom sprekkenes har forbindelse til vannførende soner, kan innlekkasjer forekomme ved utvasking. Dersom de vannførende sonene har forbindelse til overflaten, vil vannet være under trykk. Dette kan medføre ustabilitet i tunnelen.

J2 er omtrent flattliggende. Sprekkesettets orientering er ugunstig orientert fordi  $\sigma_3$  er omtrent vertikal og vinkelrett på settet. Som de faktiske forholdene viste, vil sprekkenes jekkes dersom vanntrykket er høyere enn  $\sigma_3$ .

### 10.1.4 Svakhetssoner

Tunnelen skjærer én svakhetszone nedstrøms for betongproppen, ved pr. 310–410. Sonen faller 77° mot SØ, altså mot Bjørnstokkdalen. Bergmassen mellom dalen og svakhetssonens sørlige begrensning er derfor avspent. Materialet i svakhetssonen er hydrotermalt omvandlet og består av knust berg. Selve svakhetssonen kan derfor være avspent. Den opprinnelige betongproppen lå akkurat nedstrøms for sonen. Avspenning på grunn av svakhetssonen vil senke størrelsen på  $\sigma_3$  i og nedstrøms for sonen.

### 10.1.5 Hydrogeologi

Lekkasjen ved pr. 310 indikerer forbindelse til vannførende soner. Ut ifra estimer har lekkasjen avtatt fra 5–10 liter per minutt i 2016 til 2 l/min i 2017. Dette indikerer at den vannførende sonen ikke blir tilført vann.

### 10.1.6 Bergmassekvalitet

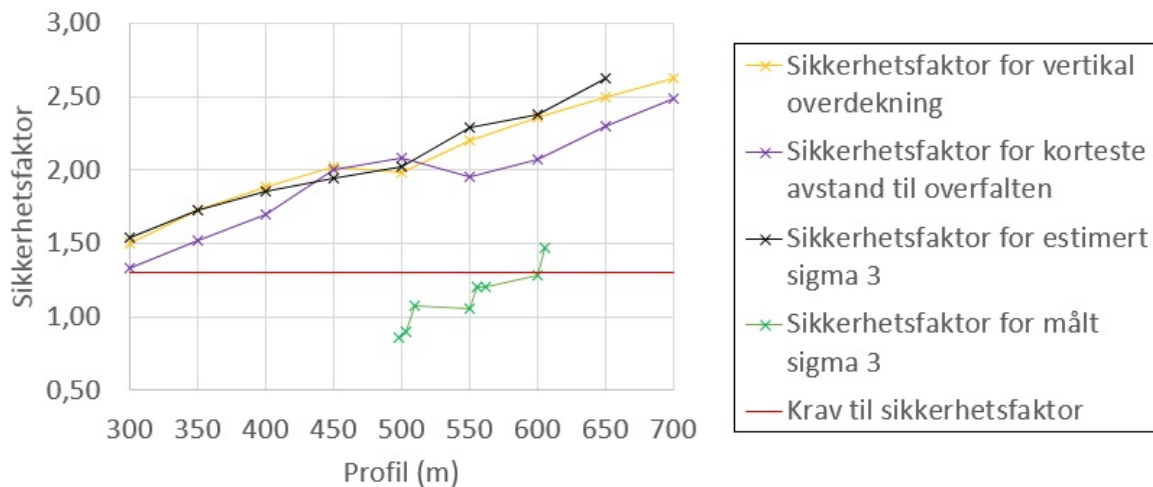
Q-verdiene ved pr. 300–710 indikerer at bergmassekvaliteten er middels til god, i henhold til Tab. A.3 i Vedlegg A.1. Ved pr. 450 er Q-verdien 0,1, som er på grensen til dårlig. Dette er i overensstemmelse med de beregnede GSI-verdiene, som indikerer middels til god bergmassekvalitet, i henhold til Tab. A.2, foruten ved pr. 450 der kvaliteten er dårlig. Q- og GSI-verdiene



er i overensstemmelse med observasjonene under driving, som i hovedsak avdekket gode bergforhold.

## 10.2 Vurdering av krav til sikkerhetsfaktorer på 1,3

Figur 10.1 viser en sammenligning av sikkerhetsfaktorene (FS) gitt i Tab. 7.6 og Figurene 9.2 og 9.6. Stabilitetsproblemer har ikke oppstått etter at betongproppen ble plassert i henhold til et krav til FS på 1,3 for målte verdier av  $\sigma_3$ . Figuren viser følgelig at en FS på 1,3 ikke er tilstrekkelig dersom sikkerhetsfaktorene for vertikal overdekning ( $FS_h$ ) og korteste avstand til overflaten ( $FS_L$ ) eller FS for estimert  $\sigma_3$  legges til grunn for plassering av betongpropp. For  $FS_L$  kreves 2,1 for å oppnå tilstrekkelig overdekning. For  $FS_h$  og FS for estimert  $\sigma_3$  kreves 2,4 for tilstrekkelig overdekning og  $\sigma_3$ . Totalt sett kreves en FS på 2,4 dersom plasseringen av betongpropp baseres på tommelfingerreglene eller numerisk estimert  $\sigma_3$ . Dette er godt over 1,2–1,4, som ifølge Jacobsen (2014) er normalt ved plassering av propp. Merk at kravet kun gjelder for denne casen, med de forutsetningene som ligger til grunn for studien. Generelt viser vurderingene at kravet til FS må økes dersom plasseringen av betongpropp gjøres på bakgrunn av beregninger fremfor målinger.



Figur 10.1: Sammenligning av sikkerhetsfaktorer.

## 10.3 Stabilitetsvurdering

Brudd langs den opprinnelige uforede trykkunnelen forekom som hydraulisk splitting og jekking av følgende sannsynlige årsaker:

- Bratt topografi i Bjørnstokkdalen og svakhetssonen medfører avspenning av bergmassen.

- Avspenning gir lavere  $\sigma_3$  enn vanntrykk langs trykktunnelen nedstrøms for pr. 600. Bergmassen i dette området er dermed utsatt for hydraulisk splitting.
- $\sigma_3$  er omtrent vertikal.
- En vertikal  $\sigma_3$  gir lavere normalspenning over det flattliggende sprekkesettet (J2) enn vanntrykk. J2 er dermed utsatt for hydraulisk jekking.

Verken de analytiske vurderingene eller de numeriske analysene samsvarer med de faktiske forholdene. Dette kan tilskrives kvaliteten på inndata og metoder, se Kap. 10.4.  $FS_h$  og  $FS_L$  er større enn én ved pr. 300–700. I teorien skal derfor ikke brudd forekomme. Sikkerhetsfaktorene er også større en 1,3, som normalt sett skal bety at splitting/jekking ikke vil forekomme. De numeriske analysene viser at  $\sigma_3$  er større vanntrykket ved pr. 300–650. I henhold til dette er det ikke potensiale for splitting og jekking. Bruddanalysene viser at det i hovedsak vil forekomme både skjær- og strekkbrudd langs tunnelperiferien ved pr. 300–650. Dette kan tolkes som en fullstendig oppknusing av bergmassen i umiddelbar nærhet til tunnelen.

Fremtidige stabilitetsproblemer kan forårsakes av en eventuell utvasking av sprekkefyllet i sprekksett J1.

## 10.4 Analysemetodenes anvendbarhet

### 10.4.1 Analytiske vurderinger

Sikkerhetsfaktorene ble overestimert. Sannsynlige årsaker er:

- Vurderingene tar ikke hensyn til topografisk og tektonisk påvirkning på spenningsforholdene. Dette er antakelig den viktigste årsaken.
- Resultatene fra laboratorieforsøkene er basert på to bergartsprøver og for få borkjerner. Inndataparametrene er derfor sannsynligvis ikke representative.
- Verdiene for vertikal overdekning og korteste avstand til overflaten varierer i henhold til tverrprofilenes orientering. Orienteringen gir ikke nødvendigvis konservative estimater på parametrene.

### 10.4.2 Numerisk modellering

Størrelsen på  $\sigma_3$  ble overestimert. Bruddmodellene representerer ikke den faktiske bruddannelsen. Sannsynlige årsaker er, i rekkefølge etter mest til minst viktig:

- Bergmasseparametrene for svakhetssonen er basert på intakt bergs egenskaper. Parametrene skulle vært nedjustert for å ta hensyn til at materialet består av omvandlet og knust berg. Dette kan ha påvirket spenningsforholdene.
- Spenningsdata er basert på målinger i to punkter. Målingene ble utført mindre enn 1,5 m fra tunneloverflaten. Av disse årsakene er trolig ikke målingene representative.
- Resultatene fra laboratorieforsøkene er basert på to bergartsprøver og for få borkjerner. Inndataparametrene fra laboratorieforsøkene er derfor sannsynligvis ikke representative.
- Sprekkesettene ble ikke modellert. Dette kan ha påvirket spenningsforholdene.
- Modelleringene er gjort ut ifra tverrsnitt av topografien. Tverrsnittene er forsøkt orientert slik at effekten av topografien (Bjørnstokkdalen) på spenningene inkluderes.
- Bestemmelsen av Q-verdiene er subjektiv. Q-verdier er interpolert der data mangler. GSI-verdiene er konvertert fra Q-verdiene. GSI-verdiene representerer derfor nødvendigvis ikke de faktiske forholdene.
- GSI inngår i Hoek-Brown-kriteriet. Kriteriet er empirisk. Det knyttes derfor usikkerhet til styrkeparametrene.
- Hoek-Brown-konstanten  $m_i$  er gitt med et intervall på  $\pm 3$ . Verdien kan derfor være under- eller overestimert.



# KONKLUSJON OG ANBEFALING

## 11.1 Konklusjon

Stabilitetsproblemene ved Bjørnstokk kraftverk skyldtes hydraulisk splitting og jekking i den uforede trykktunnelen. Det originale designet, det vil si plasseringen av betongproppen, var basert på anvendelse av tommelfingerreglene, altså kravene til overdekning. En sikkerhetsfaktor (FS) på 1,3 mot hydraulisk splitting/jekking ble lagt til grunn. Stabilitetsproblemene oppstod i forbindelse med første og andre vannfylling. Det reviderte designet ble basert på målinger av minste hovedspenning ( $\sigma_3$ ). Stabilitetsproblemer har ikke inntruffet siden. En sammenligning med FS for målte verdier av  $\sigma_3$  viser at en FS på 2,4 er nødvendig for numerisk estimert  $\sigma_3$  og ved anvendelse av tommelfingerreglene i dette tilfellet.

I denne studien ble stabilitetsproblemene analysert og vurdert analytisk og numerisk samt på bakgrunn av en evaluering av de geologiske og ingeniørgeologiske forholdene. Den analytisk metoden er basert på anvendelse av tommelfingerreglene. Dette er den tradisjonelle metoden for design av uforede trykktunneler og -sjakter. Etersom metoden ikke tar hensyn til topografisk og tektonisk påvirkning på spenningsforholdene, ble en numerisk metode anvendt i tillegg. Modelleringene ble gjort todimensjonalt i endelig element-programmet RS<sup>2</sup>. Disse metodene avhenger av kvaliteten på inndata, spesielt bergmekaniske parametre og spenningsdata. Dette setter begrensninger på studien, idet enkelte parametre ikke nødvendigvis representerer de faktiske forholdene. Dette, samt metodenes anvendbarhet, må tas i betraktning ved bruk av resultatene.

Grunnlagsmaterialet har gjort det mulig å gjennomføre en grundig vurdering av geologiske og ingeniørgeologiske forholdene og tunnelstabilitet, herunder potensialet for hydraulisk splitting og jekking. Følgende konklusjoner har blitt tatt:

- Bergartene, som er variasjoner av granodioritt/granitt, er sterke, kompetente og egnede for bergrom. Tunneltraseen er gunstig med hensyn på strøket til de to viktigste sprekkesystemene. Bergmassekvaliteten er middels til god og dermed egnet.
- Årsakene til hydraulisk splitting og jekking er avspenning, på grunn av bratt topografi i Bjørnstokkdalen og en svakhetssone parallelt med dalen, og et ugunstig orientert sprekkesett. Avspenning medførte lavere  $\sigma_3$  enn vanntrykk. Dette ga lavere normalspenning over et tilnærmet flattliggende sprekkesett, som dermed ble utsatt for jekking.
- Tommelfingerreglene er tilfredsstilt ved pr. 300–700. Dette er også tilfellet med et krav til FS på 1,3. Normalt sett skal derfor ikke brudd, herunder hydraulisk splitting og jekking, forekomme. Sikkerhetsfaktorene ble overestimert hovedsaklig på grunn av avspenning. Reglene kan derfor ikke anvendes med det normale kravet til FS.
- De numeriske analysene viser at FS for  $\sigma_3$  er større enn 1,5 ved pr. 300–650. Kravet til  $\sigma_3$  er derfor tilfredsstilt, og det er ikke potensiale for hydraulisk splitting og jekking. Størrelsen på  $\sigma_3$  ble overestimert i først rekke fordi bergmasseparametre for svakhetssonen er overestimerte, spenningsparametrene og inndata fra laboratorieforsøkene ikke er representative og sprekkesettene ikke er modellert. Resultatet kan derfor ikke anvendes med det normale kravet til FS.
- De numeriske analysene viser at bergmassen rundt tunnelen ved pr. 300–650 vil fullstendig oppknares. Bruddmodellene representerer ikke de faktiske forholdene. Årsakene er som nevnt i forrige punkt.
- Fremtidige stabilitetsproblemer kan komme av en eventuell utvasking av sprekkefyllet i det ene steile sprekkesettet dersom det er forbindelse til overflatevann.

## 11.2 Anbefaling av videre arbeid

Vurderingene av tunnelstabilitet påvirkes av studiens begrensninger. Følgene anbefales som videre arbeid:

- Stabilitetsanalysen bør suppleres med en tredimensjonal numerisk modellering.
- Inndata til de numeriske modellene bør baseres på flere spenningsmålinger i en avstand på mer enn 1,5 m fra tunnelveggen og laboratorieforsk på flere bergartsprøver.

# Referanser

- Amadei, B. og Pan, E. (1995) Role of topography and anisotropy when selecting unlined pressure-tunnel alignment, *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(12), s. 879–885. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1995)121:12(879).
- Amadei, B. og Stephansson, O. (1997) *Rock stress and its measurement*. London: Chapman & Hall.
- Autodesk (2018) *AutoCAD*. Tilgjengelig fra: <https://www.autodesk.com/products/autocad/included-toolsets> (Hentet: 9. mai 2018).
- Baar L. J. og Sørli, S. (2014) *Bjørnstokk kraftverk – Prosjektering*. (Rapport 571173-R05 Teknisk plan for vannvei). Sweco Norge AS.
- Basnet, C. B. (2013) *Evaluation on the squeezing phenomenon at the headrace Tunnel of Chameliya Hydroelectric Project, Nepal*. Masteroppgave. NTNU. Tilgjengelig fra: <http://hdl.handle.net/11250/236161> (Hentet: 30. april 2018).
- Basnet, C. B. og Panthi, K. K. (2018) Analysis of unlined pressure shafts and tunnels of selected Norwegian hydropower projects, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. doi: 10.1016/j.jrmge.2017.12.002.
- Benson, R. P. (1989) Design of unlined and lined pressure tunnels, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 4(2), s. 155–170. doi: 10.1016/0886-7798(89)90049-7.
- Bieniawski, Z. T. og Bernede, M. J. (1979) Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics*, 16(2), s. 137–140.
- Bieniawski, Z. T. og Hawkes, I. (1978) Suggested methods for determining tensile strength of rock materials. Part 2: Suggested method for determining indirect tensile strength by the

- 
- brazil test, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics*, 15, s. 102–103.
- BKK (u.å.) *Fossmark kraftverk*. Tilgjengelig fra: <https://www.bkk.no/vannkraft/fossmark> (Hentet: 15. april 2018).
- Brattli, B. (2015) *Ingeniørgeologi Løsmasser*. 2. utg. Trondheim: Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- Brekke, T. L. og Ripley, B. D. (1993) Design of pressure tunnels and shafts, i Hudson, J. A. (red.) *Comprehensive rock engineering. Principles, practice & projects. Volume 2. Analysis and design methods*. 1. utg. Oxford: Pergamon Press, s. 349–369.
- Broch, E. (1982) The development of unlined pressure shafts and tunnels in Norway, *ISRM International Symposium*. Aachen, Germany, 26–28. mai 1982. International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering, s. 545–554.
- Broch, E. (2000) Unlined high pressure tunnels and air cushions surge chambers, *AITES-ITA 2000 World Tunnel Congress*. Durban, South Africa, 2000. South African Institute of Mining and Metallurgy, s. 63–72.
- Bryhni, I. (2017) *Geologi og landformer i Norge*. Tilgjengelig fra: [https://snl.no/Geologi\\_og\\_landformer\\_i\\_Norge](https://snl.no/Geologi_og_landformer_i_Norge) (Hentet: 6. februar 2018).
- Cai, M. *et al.* (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. doi: 10.1016/j.ijrmms.2006.07.005.
- Crowder, J. J. og Bawden W. F. (2004) Review of post-peak parameters and behaviour of rock masses: current trends and research, *RocNews Fall 2004*, s. 1–14.
- Dalfest, T. og Thorsnæs, G. (2016) *Nordland – geologi og landformer*. Tilgjengelig fra: [https://snl.no/Nordland\\_-\\_geologi\\_og\\_landformer](https://snl.no/Nordland_-_geologi_og_landformer) (Hentet: 6. april 2018).
- Fossen, H. (2005) *Bergarter: typer og klassifisering*. Tilgjengelig fra: <http://folk.uib.no/nglhe/Emodules/BERGARTSMODUL.swf> (Hentet: 5. april 2018).
- Garshol, K. F. (2016) *Gransking av hydraulisk splitting*. (Dokument nr. Bjørnstokk KFG01). Uddevalla: K. Garshol Rock Engineering Ltd.
- Goodman, R. E. (1989) *Introduction to rock mechanics*. 2. utg. New York: Wiley.



- 
- Helgeland Kraft (2016a) Tidslinje for hendelser fra 23. februar til 19. april 2016 (revidert 4. mai).
- Helgeland Kraft (2016b) Grafisk vannfyllingslogg (vannsøyle ved propp og lukeåpning) for perioden 23. februar til 2. april 2016.
- Helgeland Kraft (u.å.) *Tosenanleggene*. Tilgjengelig fra: <http://www.helgelandkraft.no/Vannkraft/om-oss/vare-anlegg/Tosenanleggene/> (Hentet: 4. april 2018).
- Hoek, E. (1995) *Support of underground excavations in hard rock*. Rotterdam: Balkema.
- Hoek, E. (2007) *Practical rock engineering*. Toronto: Rocscience.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. og Corkum, B. (2002) Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition, *Proceedings of NARMS-Tac*, 1, s. 267–273.
- Hoek, E. og Brown, E. T. (1980) *Underground Excavations in Rock*. London: Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E. og Diederichs, M. S. (2006) Empirical estimation of rock mass modulus, *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 43(2), s. 203–215. doi: 10.1016/j.ijrmms.2005.06.005.
- Hudson, J. A. og Harrison, J. P. (2000). *Engineering Rock Mechanics: An Introduction to the Principles*. United Kingdom: Elsevier Science.
- Jacobsen, K. W. (2014a) *Befaring 18. september 2014. Rørtunnel profil 50-320 inkludert område for betongpropp*. (Notat nr. 571173-GEO-N03). Sweco Norge AS.
- Jacobsen, K. W. (2014b) *Bjørnstokk kraftverk. Plassering av betongpropp*. (Notat nr. 571173-GEO-N01). Sweco Norge AS.
- Jacobsen, K. W. (2016) *Observasjoner befaring 19. april 2016*. (Notat nr. 571173-GEO-N08 rev. 01). Sweco Norge AS.
- Jacobsen, K. W. og Gylland, A. S. (2016) *Bjørnstokk kraftverk – Ny plassering av betongpropp*. (Notat nr. 571173-GEO-N15). Sweco Norge AS.
- Kartleggingsskjema (2015) Samlet kartleggingsskjema tunnel Bjørnstokk profil 50–902.
- Larsen, T. E. 2016. Bergspenningsmålinger – Hydraulisk splitting,  $\sigma_3$ . Tilgjengelig fra: <https://bergmekanikk.no/wp-content/uploads/2013/10/T.-Larsen-2016.pdf>. (Hentet: 7. mars 2018).
-

- 
- Li, C. C. (2015) *Applied Rock Mechanics*. Trondheim: NTNU.
- Li, C. C. 2016a. Rock and Rock Masses. *TGB4210 Bergmekanikk og geoteknikk, grunnkurs*. Ikke tilgjengelig.
- Li, C. C. 2016b. Instrumentation. *TGB4210 Bergmekanikk og geoteknikk, grunnkurs*. Ikke tilgjengelig.
- Li, C. C. og Holt, R. M. (2008) *Introduction to geomechanics*. Trondheim: NTNU.
- Ljunggren, C. *et al.* (2003) An overview of rock stress measurement methods, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(7), s. 975–989.
- Løset, F. (1997) *Praktisk bruk av Q-metoden*. (NGI-rapport 592046-2). Oslo: NGI. Tilgjengelig fra: [http://www.rockmass.no/filer/NGI\\_Bruk\\_Q.pdf](http://www.rockmass.no/filer/NGI_Bruk_Q.pdf) (Hentet: 14. mars 2018).
- Mao, D. (2012) *Analysis of Rock Support Performance for Tunnelling in Weakness Zones Containing Swelling Clay*. Doktorgradsavhandling. NTNU. Tilgjengelig fra: <http://hdl.handle.net/11250/235966> (Hentet: 7. mars 2018).
- Marinos, P. og Hoek, E. (2000) GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation, *ISRM International Symposium*. Melbourne, Australia, 19–24. november 2000. International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering.
- Myrvang, A. (2001) *Bergmekanikk*. Trondheim: Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- Myrvang, A. M. (1993) Rock stress and rock stress problems in Norway, i Hudson, J. A. (red.) *Comprehensive rock engineering. Principles, practice & projects. Volume 3. Rock Testing and Site Characterization*. 1. utg. Oxford: Pergamon Press, s. 461–471.
- Mæhlum, L. og Hofstad, K. (2017) *Vannkraftverk*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/vannkraftverk> (Hentet: 25. april 2018).
- Mørk, M. B. E. 2017. Kaledonider. *TGB 4112 Norges geologi og georessurser*. Ikke tilgjengelig.
- NGI (2015) *Using the Q-system*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngi.no/eng/content/download/4014/431191/version/1/inLanguage/nor-NO/file/HandbookTheQ-systemmai2015nettutg.pdf> (Hentet: 22. mai 2018).
- NGU (2018a) *XRD-analyser*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/fagomrade/xrd-analyser> (Hentet: 5. april 2018).

- 
- NGU (2018b) *Berggrunn*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/emne/berggrunn> (Hentet: 5. april 2018).
- Nilsen, B. og Broch, E. (2012) *Ingeniørgeologi – berg. Grunnkurskompendium*. Trondheim: Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- Nilsen, B. og Palmström, A. (2000) *Engineering geology and rock engineering*. Oslo: Norwegian Group for Rock Mechanics.
- Nilsen, B. og Thidemann, A. (1993) *Rock engineering*. Trondheim: Division of Hydraulic Engineering, Norwegian Institute of Technology.
- NVE (2010) *Søknad om tillatelse til bygging av Bjørnstokk kraftverk i Brønnøy kommune, Nordland fylke*. (KI-notat nr. 9/2010 – Bakgrunn for vedtak). Oslo: NVE. Tilgjengelig fra: <http://webfileservice.nve.no/API/PublishedFiles/Download/200702165/269461> (Hentet: 4. april 2018).
- NVE (u.å.) *Bjørnstokk*. Tilgjengelig fra: <https://www.nve.no/energiforsyning-og-konsesjon/vannkraft/vannkraftdatabase/vannkraftverk/?id=1854> (Hentet: 3. april 2018).
- Opsal, O. L. (2013) *Ingeniørgeologisk rapport til konkurransegrunnlag*. (Rapport 571173-R01-B01). Trondheim: Sweco Norge AS.
- Palmström, A. og Broch, E. (2017) The design of unlined hydropower tunnels and shafts: 100 years of Norwegian experience, *The International Journal on Hydropower & Dams*, 3.
- Palmström, A. og Stille, H. (2010) *Rock engineering*. London: Thomas Telford.
- Panthi, K. K. (2006) *Analysis of engineering geological uncertainties related to tunnelling in Himalayan rock mass conditions*. Doktorgradsavhandling. NTNU. Tilgjengelig fra: <http://hdl.handle.net/11250/235849> (Hentet: 21. februar 2018).
- 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(14), s. 36–40. doi: 10.3126/hn.v14i0.11254.
- Panthi, K. K. 2017. Prosjektering av anlegg i berg. *TGB4185 Ingeniørgeologi, grunnkurs*. Tilgjengelig fra: <https://ntnu.blackboard.com/> (Hentet: 29. april 2018).
- Panthi, K. K. og 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(6), s. 6–14. doi: 10.3126/hn.v18i0.14637.
-

- 
- Panthi, K. K. og Basnet, C. B. (2017) Design review of the headrace system for the Upper Tamakoshi project, Nepal, *The International Journal on Hydropower & Dams*, 24(1), s. 60–67.
- Panthi, K. K. og Nilsen, B. (2008) Uncertainty and risk assessment of leakage in water tunnels – A case from Nepal Himalaya, *World Tunnel Congress 2008 – Underground facilities for better environment and safety*. Agra, India, 22–24. september 2008. New Delhi: Central Board of Irrigation and Power, s. 1770–1778.
- Raade, G. (2018) *Granitt*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/granitt> (Hentet: 26. mai 2018).
- Rocscience (2018a) *RS2*. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp9/phase2.htm> (Hentet: 1. mai 2018).
- Rocscience (2018b) *RocData*. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/rocscience/products/rocddata> (Hentet: 1. mai 2018).
- Rosvold, K. A. (2013) *Herlandsfoss kraftverk*. Tilgjengelig fra: [https://snl.no/Herlandsfoss\\_kraftverk](https://snl.no/Herlandsfoss_kraftverk) (Hentet: 12. april 2018).
- SNL (2016) *Granodioritt*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/granodioritt> (Hentet: 26. mai 2018).
- Solli, S. (2017) *Engineering geological analysis of the tunnel system at Bjørnstokk Hydropower Station*. Prosjektoppgave. NTNU.
- SSB (2017) *Elektrisitet*. Tilgjengelig fra: <https://www.ssb.no/energi-og-industri/statistikker/elektrisitet/aar> (Hentet: 25. april 2018).
- Stephansson, O. (1993) Rock stress in the Fennoscandian shield, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 3(4), s. 445–459. doi: 10.1016/0148-9062(94)91073-1.
- Sweco (2013) Arealbruksplan, 571173-B-3000-C-02; plan- og lengdeprofil for tilløps- og rørtunnel, 571173-B-3400-C-04; ingeniørgeologisk kart, 571173-B-3410-C-01.
- Sweco (2016) Intern sammenstilling av tunnelkartlegging.
- Vinjar, A. og Hofstad, K. (2017) *Vannkraft*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/vannkraft> (Hentet: 25. april 2018).

## Standardtabeller

### A.1 Klassifikasjon

Tabell A.1: Klassifisering av enaksial kompresjonsstyrke ( $\sigma_c$ ) etter ISRM (Nilsen og Palmström, 2000).

$\sigma_c$ (MPa)	Klassifisering
0,25–1	Ekstremt lav styrke
1–5	Veldig lav styrke
5–25	Lav styrke
25–50	Middels styrke
50–100	Høy styrke
100–250	Veldig høy styrke
> 250	Ekstremt høy styrke

Tabell A.2: Klassifisering av bergmassekvalitet ut ifra GSI (Nilsen og Broch, 2012).

GSI	Bergmassens kvalitet
> 75	Meget god
56–75	God
36–55	Middels
21–35	Dårlig
$\leq 20$	Meget dårlig

Tabell A.3: Klassifisering av bergmassekvalitet ut ifra Q-verdi (NGI, 2015).

Q	Bergmassens kvalitet
> 10	God
0,1–10	Middels
< 0,1	Dårlig

## A.2 Q-systemet (NGI, 2015)

1 RQD (Rock Quality Designation)			RQD
A	Very poor	(> 27 joints per m <sup>3</sup> )	0-25
B	Poor	(20-27 joints per m <sup>3</sup> )	25-50
C	Fair	(13-19 joints per m <sup>3</sup> )	50-75
D	Good	(8-12 joints per m <sup>3</sup> )	75-90
E	Excellent	(0-7 joints per m <sup>3</sup> )	90-100

Note: i) Where RQD is reported or measured as  $\leq 10$  (including 0) the value 10 is used to evaluate the Q-value  
 ii) RQD-intervals of 5, i.e. 100, 95, 90, etc., are sufficiently accurate

2 Joint set number		$J_n$
A	Massive, no or few joints	0.5-1.0
B	One joint set	2
C	One joint set plus random joints	3
D	Two joint sets	4
E	Two joint sets plus random joints	6
F	Three joint sets	9
G	Three joint sets plus random joints	12
H	Four or more joint sets, random heavily jointed "sugar cube", etc	15
J	Crushed rock, earth like	20
Note: i) For tunnel intersections, use $3 \times J_n$ ii) For portals, use $2 \times J_n$		

3 Joint Roughness Number		$J_r$
<b>a) Rock-wall contact, and</b> <b>b) Rock-wall contact before 10 cm of shear movement</b>		
A	Discontinuous joints	4
B	Rough or irregular, undulating	3
C	Smooth, undulating	2
D	Slickensided, undulating	1.5
E	Rough, irregular, planar	1.5
F	Smooth, planar	1
G	Slickensided, planar	0.5
Note: i) Description refers to small scale features and intermediate scale features, in that order		
<b>c) No rock-wall contact when sheared</b>		
H	Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock-wall contact when sheared	1
Note: ii) Add 1 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m (dependent on the size of the underground opening) iii) $J_r = 0.5$ can be used for planar slickensided joints having lineations, provided the lineations are oriented in the estimated sliding direction		



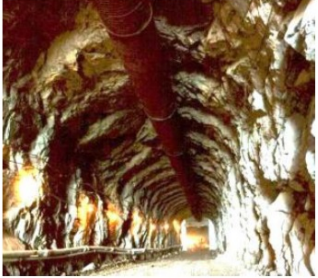


4 Joint Alteration Number		$\Phi_r$ approx.	$J_a$
<b>a) Rock-wall contact (no mineral fillings, only coatings)</b>			
A	Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling, i.e., quartz or epidote.		0.75
B	Unaltered joint walls, surface staining only.	25-35°	1
C	Slightly altered joint walls. Non-softening mineral coatings; sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	25-30°	2
D	Silty or sandy clay coatings, small clay fraction (non-softening).	20-25°	3
E	Softening or low friction clay mineral coatings, i.e., kaolinite or mica. Also chlorite, talc gypsum, graphite, etc., and small quantities of swelling clays.	8-16°	4
<b>b) Rock-wall contact before 10 cm shear (thin mineral fillings)</b>			
F	Sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	25-30°	4
G	Strongly over-consolidated, non-softening, clay mineral fillings (continuous, but <5 mm thickness).	16-24°	6
H	Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings (continuous, but <5 mm thickness).	12-16°	8
J	Swelling-clay fillings, i.e., montmorillonite (continuous, but <5 mm thickness). Value of $J_a$ depends on percent of swelling clay-size particles.	6-12°	8-12
<b>c) No rock-wall contact when sheared (thick mineral fillings)</b>			
K	Zones or bands of disintegrated or crushed rock. Strongly over-consolidated.	16-24°	6
L	Zones or bands of clay, disintegrated or crushed rock. Medium or low over-consolidation or softening fillings.	12-16°	8
M	Zones or bands of clay, disintegrated or crushed rock. Swelling clay. $J_a$ depends on percent of swelling clay-size particles.	6-12°	8-12
N	Thick continuous zones or bands of clay. Strongly over-consolidated.	12-16°	10
O	Thick, continuous zones or bands of clay. Medium to low over-consolidation.	12-16°	13
P	Thick, continuous zones or bands with clay. Swelling clay. $J_a$ depends on percent of swelling clay-size particles.	6-12°	13-20








<b>5 Joint Water Reduction Factor</b>		<b><math>J_w</math></b>
A	Dry excavations or minor inflow ( humid or a few drips)	1.0
B	Medium inflow, occasional outwash of joint fillings (many drips/"rain")	0.66
C	Jet inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5
D	Large inflow or high pressure, considerable outwash of joint fillings	0.33
E	Exceptionally high inflow or water pressure decaying with time. Causes outwash of material and perhaps cave in	0.2-0.1
F	Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay. Causes outwash of material and perhaps cave in	0.1-0.05
Note: i) Factors C to F are crude estimates. Increase $J_w$ if the rock is drained or grouting is carried out ii) Special problems caused by ice formation are not considered		

6 Stress Reduction Factor			SRF
<b>a) Weak zones intersecting the underground opening, which may cause loosening of rock mass</b>			
A	Multiple occurrences of weak zones within a short section containing clay or chemically disintegrated, very loose surrounding rock (any depth), or long sections with incompetent (weak) rock (any depth). For squeezing, see 6L and 6M		10
B	Multiple shear zones within a short section in competent clay-free rock with loose surrounding rock (any depth)		7.5
C	Single weak zones with or without clay or chemical disintegrated rock (depth $\leq 50\text{m}$ )		5
D	Loose, open joints, heavily jointed or "sugar cube", etc. (any depth)		5
E	Single weak zones with or without clay or chemical disintegrated rock (depth $> 50\text{m}$ )		2.5
Note: i) Reduce these values of SRF by 25-50% if the weak zones only influence but do not intersect the underground opening			
<b>b) Competent, mainly massive rock, stress problems</b>			<b>SRF</b>
		$\sigma_c / \sigma_1$	$\sigma_\theta / \sigma_c$
F	Low stress, near surface, open joints	$>200$	$<0.01$
G	Medium stress, favourable stress condition	200-10	0.01-0.3
H	High stress, very tight structure. Usually favourable to stability. May also be unfavourable to stability dependent on the orientation of stresses compared to jointing/weakness planes*	10-5	0.3-0.4
J	Moderate spalling and/or slabbing after $> 1$ hour in massive rock	5-3	0.5-0.65
K	Spalling or rock burst after a few minutes in massive rock	3-2	0.65-1
L	Heavy rock burst and immediate dynamic deformation in massive rock	$<2$	$>1$
Note: ii) For strongly anisotropic virgin stress field (if measured): when $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$ , reduce $\sigma_c$ to $0.75 \sigma_c$ . When $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$ , reduce $\sigma_c$ to $0.5 \sigma_c$ , where $\sigma_c$ = unconfined compression strength, $\sigma_1$ and $\sigma_3$ are the major and minor principal stresses, and $\sigma_\theta$ = maximum tangential stress (estimated from elastic theory)			
iii) When the depth of the crown below the surface is less than the span; suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see F)			
<b>c) Squeezing rock: plastic deformation in incompetent rock under the influence of high pressure</b>			<b>SRF</b>
		$\sigma_\theta / \sigma_c$	
M	Mild squeezing rock pressure	1-5	5-10
N	Heavy squeezing rock pressure	$>5$	10-20
Note: iv) Determination of squeezing rock conditions must be made according to relevant literature (i.e. Singh et al., 1992 and Bhasin and Grimstad, 1996)			
<b>d) Swelling rock: chemical swelling activity depending on the presence of water</b>			<b>SRF</b>
O	Mild swelling rock pressure		5-10
P	Heavy swelling rock pressure		10-15

### A.3 Forstyrrelsesfaktor D (Hoek, 2000)

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	D = 0
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass.  Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	D = 0  D = 0.5 No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	D = 0.8
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	D = 0.7 Good blasting  D = 1.0 Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal.  In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	D = 1.0 Production blasting  D = 0.7 Mechanical excavation

## A.4 GSI (Palmström og Stille, 2010)

<p><b>Geological strength index</b></p> <p>From the description of structure and surface of the rock mass, pick an appropriate box in this chart. Estimate the average value to the GSI from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range of GSI from 36 to 42 is more realistic than stating that GSI = 38. It is always important to recognise that the Hoek–Brown criterion should only be applied to rock masses where the size of the individual blocks is small compared with the size of the excavation under consideration</p>	<p><b>Surface conditions</b></p> <p><b>Very good</b> Very rough and fresh unweathered surfaces</p> <p><b>Good</b> Rough, maybe slightly weathered or iron stained surfaces</p> <p><b>Fair</b> Smooth and/or moderately weathered and altered surfaces</p> <p><b>Poor</b> Slickensided or highly weathered surfaces or compact coatings with fillings of angular fragments</p> <p><b>Very poor</b> Slickensided and highly weathered surface with soft clay coatings or fillings</p>				
<p><b>Structure</b></p>	<p>Decreasing surface quality →</p>				
 <p><b>Blocky</b> – very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets</p>	80	70			
 <p><b>Very blocky</b> – interlocked, partially disturbed rock mass, with multifaceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets</p>		60	50		
 <p><b>Blocky/disturbed</b> – folded and/or faulted with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets</p>		40		30	
 <p><b>Disintegrated</b> – poorly interlocked, heavily broken rock mass with a mixture of angular and rounded rock pieces</p>				20	10
 <p><b>Foliated/laminated/sheared</b> – thinly laminated or foliated, tectonically sheared weak rocks; closely spaced schistosity prevails over any other discontinuity set, resulting in complete lack of blockiness</p>	N/A	N/A			5

## A.5 Hoek & Brown-konstanter mi (Marinos og Hoek, 2000)

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates *	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2	Claystones 4 ± 2
			Breccias *		Greywackes (18 ± 3)	Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
	Organic				Chalk 7 ± 2	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6	Gneiss 28 ± 5	
	Foliated**			Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal			Porphyries (20 ± 5)	Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	
		Pyroclastic		Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)

\* Conglomerates and breccias may present a wide range of  $m_i$  values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone to values used for fine grained sediments (even under 10).

\*\* These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of  $m_i$  will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

---

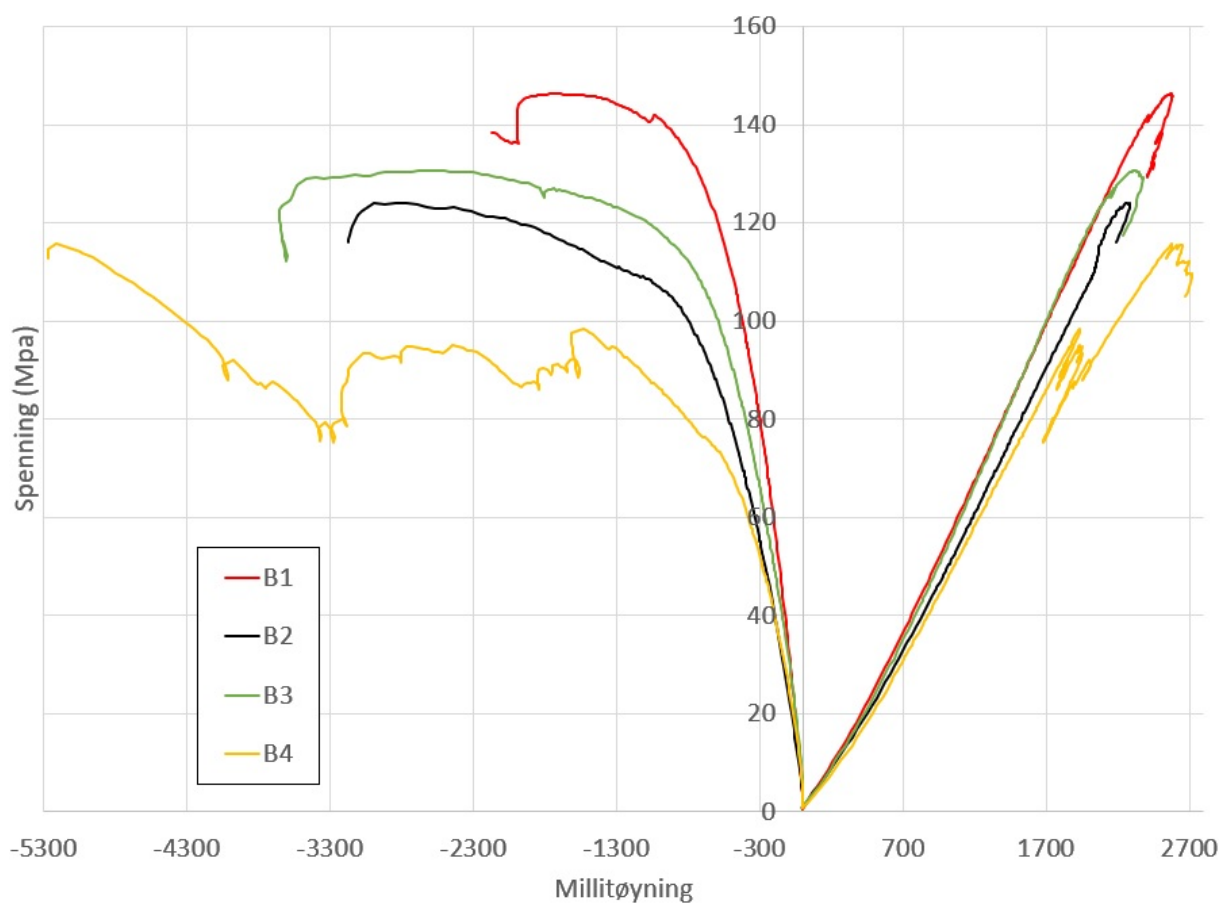
## Data fra laboratorieforsøk

Tabell B.1: Dimensjoner, masse, gangtid og metningsgrad.

Prøve	Borkjerne	Lengde	Diameter		Areal	Masse	Gangtid	Metning
		$L$ (mm)	$D$ (mm)	$L/D$	$A$ (mm <sup>2</sup> )	$M$ (g)	$T$ ( $\mu$ s)	(timer)
P-RT	B1	125,29	50,15	2,50	1975,29	661,37	21,8	116
	B2 <sup>(1)</sup>	110,49	40,44	2,73	1284,44	377,20	19,4	92
	B3 <sup>(2)</sup>	112,46	40,48	2,78	1286,98	386,36	19,9	92
	B4 <sup>(3)</sup>	112,44	40,45	2,78	1285,07	386,01	19,9	92
P-SS	C1 <sup>(4)</sup>	101,61	40,33	2,52	1277,46	340,92	18,9	92
	C2	97,80	40,37	2,42	1279,99	328,99	18,4	92
	C3	95,17	40,40	2,36	1281,90	320,68	17,6	116
	C4 <sup>(5)</sup>	94,36	40,36	2,34	1279,36	317,17	17,4	116

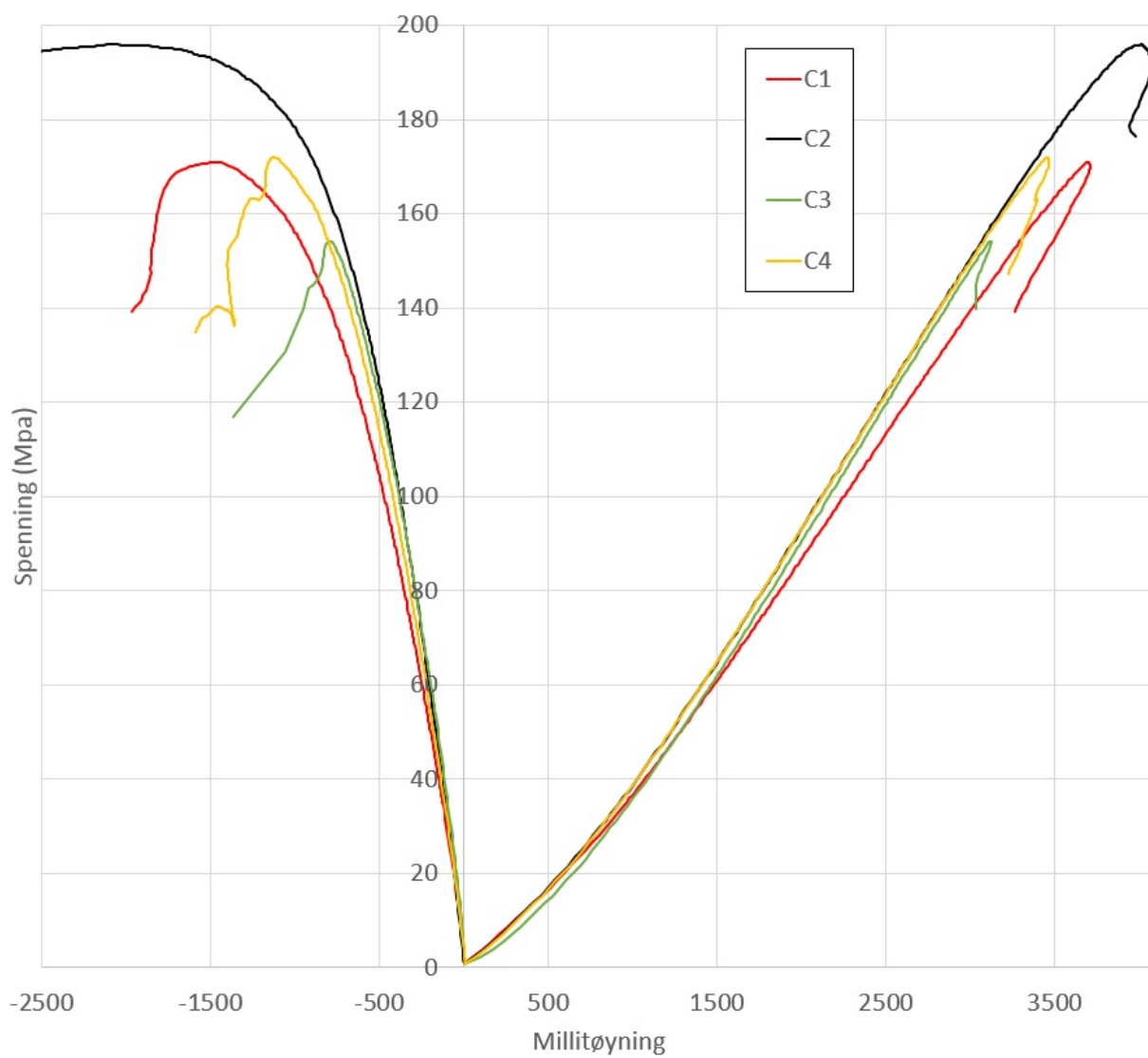
Observasjoner før testing:

- <sup>(1)</sup> Sprekk i lengderetning
- <sup>(2)</sup> Tett sprekk i lengderetning
- <sup>(3)</sup> Sprekk i lengderetning
- <sup>(4)</sup> Tilfeldige sprekker
- <sup>(5)</sup> Forvitring



Figur B.1: Spenning-tøyning-kurve fra enaksial trykktest av borkjernene B1–B4 (P-RT).





Figur B.2: Spenning-tøyning-kurve fra enaksial trykktest av borkjernene C1–C4 (P-SS).

Tabell B.2: Tetthet, lyd hastighet og resultater fra enaksial trykktest (P-RT og P-SS). Underkjente resultater, markert i rødt, er ikke tatt med i beregning av gjennomsnitt og standardavvik.

Borkjerne	Tetthet $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	Lyd hastighet $V_p$ (m/s)	E-modul $E$ (GPa)	Poisson $\nu$	UCS $\sigma_c$ (MPa)	Bruddtype
B1	2,67	5747,2	64,52	0,31	146,4	Avskalling
B2	2,66	5695,4	58,75	0,47 <sup>(4)</sup>	124,2	Avskalling
B3	2,67	5651,3	66,10	0,44 <sup>(4)</sup>	130,7	Avskalling
B4	2,67	5650,3	56,39	0,60 <sup>(4)</sup>	115,8	Avskalling
Snitt:	2,67	5686,0	61,44	0,31	129,3	
Std.av.:	0,01	45,9	4,62	-	12,9	
C1	2,63	5376,2	52,70 <sup>(2)</sup>	0,31	171,0	Skjær <sup>(2)</sup>
C2 <sup>(1)</sup>	2,63	5315,2	57,39	0,26	196,0	Brudd
C3	2,63	5407,4	58,17 <sup>(3)</sup>	0,28	154,2 <sup>(5)</sup>	Skjær (plutselig)
C4	2,63	5423,0	56,67	0,29	172,1	Komplekst skjær
Snitt:	2,63	5380,4	57,41	0,29	179,9	
Std.av.:	0,00	47,6	0,75	0,02	14,1	

<sup>(1)</sup> Enaksial trykktest:  $\sigma_1$  forsinket i 13 sekunder (10 sekunder for resterende borkjerner)

<sup>(2)</sup> Elastisitetsmodulen skiller seg ut (avviker med 9 % fra snittet for C2–C3) og ble derfor underkjent

<sup>(3)</sup> Beregningen av elastisitetsmodulen ble utført i henhold til metoden forklart i Kap. 6.2.4, men gjennom et punkt tilsvarende større enn 50 % UCS

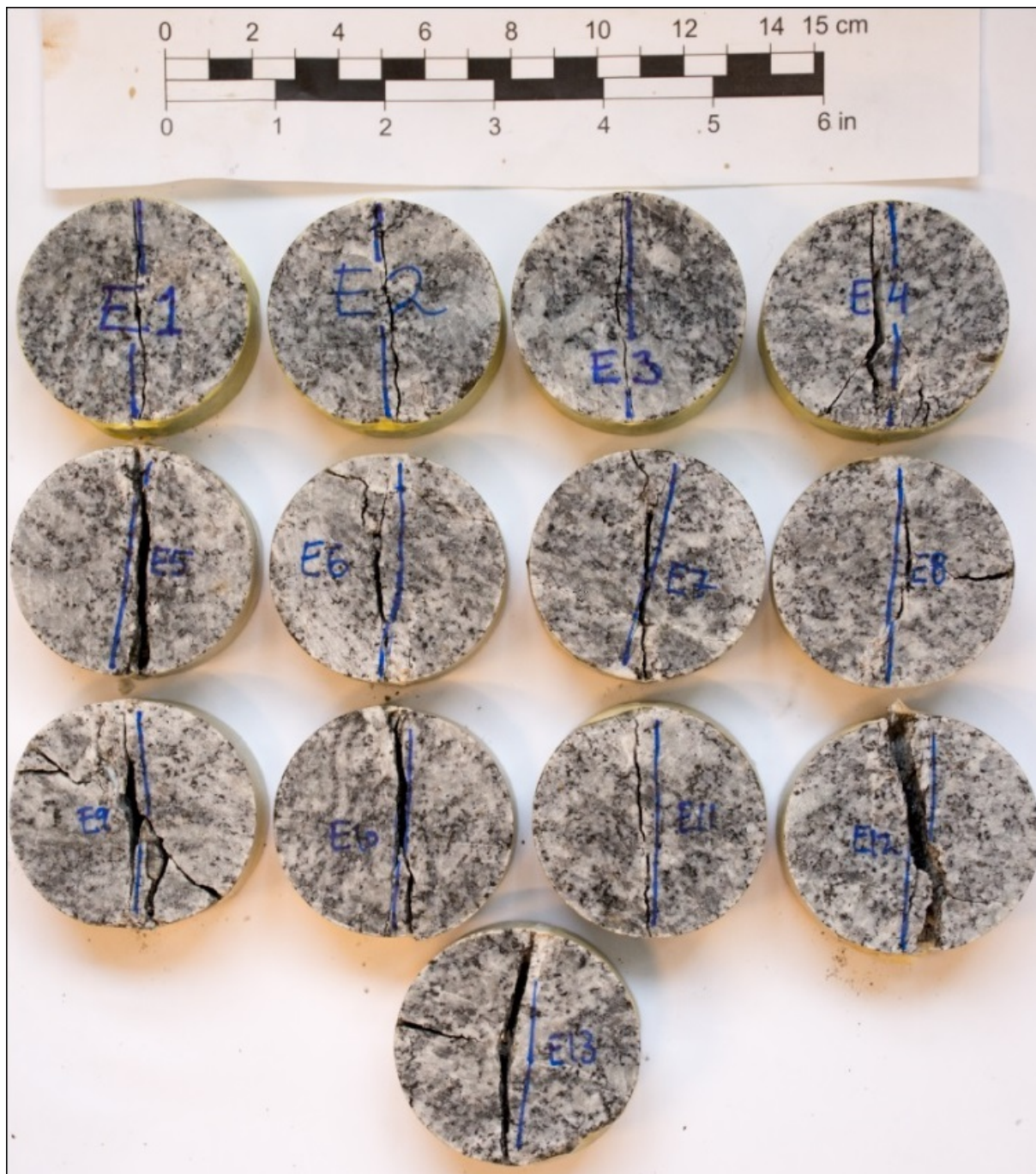
<sup>(4)</sup> Poissons forhold påvirkes av langsgående sprekker (G. Vistnes, 2017, personlig veiledning). Delresultatet ble derfor underkjent

<sup>(5)</sup> UCS er for lav og ble derfor underkjent (G. Vistnes, 2017, personlig veiledning)

<sup>(6)</sup> Tilnærmet skjærbrudd – bruddutviklingen stoppet i svakhetsplanet

Tabell B.3: Dimensjoner, metning og resultater fra brasilianertest (P-RT).

Prøve	Borkjerne	Diameter	Tykkelse	Bruddlast	Strekfasthet	Metning
		$D$ (mm)	$t$ (mm)	$P$ (kN)	$\sigma_t$ (MPa)	(timer)
	E1	50,14	24,87	16,11	8,22	116
	E2	50,13	25,04	18,92	9,60	116
	E3	50,55	25,77	16,15	7,89	116
	E4	50,51	25,33	18,66	9,28	116
	E5	50,38	25,30	10,95	5,47	116
	E6	50,29	25,44	20,92	10,41	116
P-RT	E7	50,29	25,24	17,52	8,79	116
	E8	50,84	25,05	16,74	8,37	116
	E9	50,35	25,40	20,88	10,39	116
	E10	50,33	25,88	14,54	7,11	116
	E11	50,30	25,40	15,87	7,91	116
	E12	50,81	25,54	18,62	9,13	116
	E13	50,72	25,40	20,82	10,29	116
Snitt:				17,44	8,68	
Std.av.:				2,85	1,42	



*Figur B.3: Resultater fra brasilianertest av E1–E13 (P-RT).*

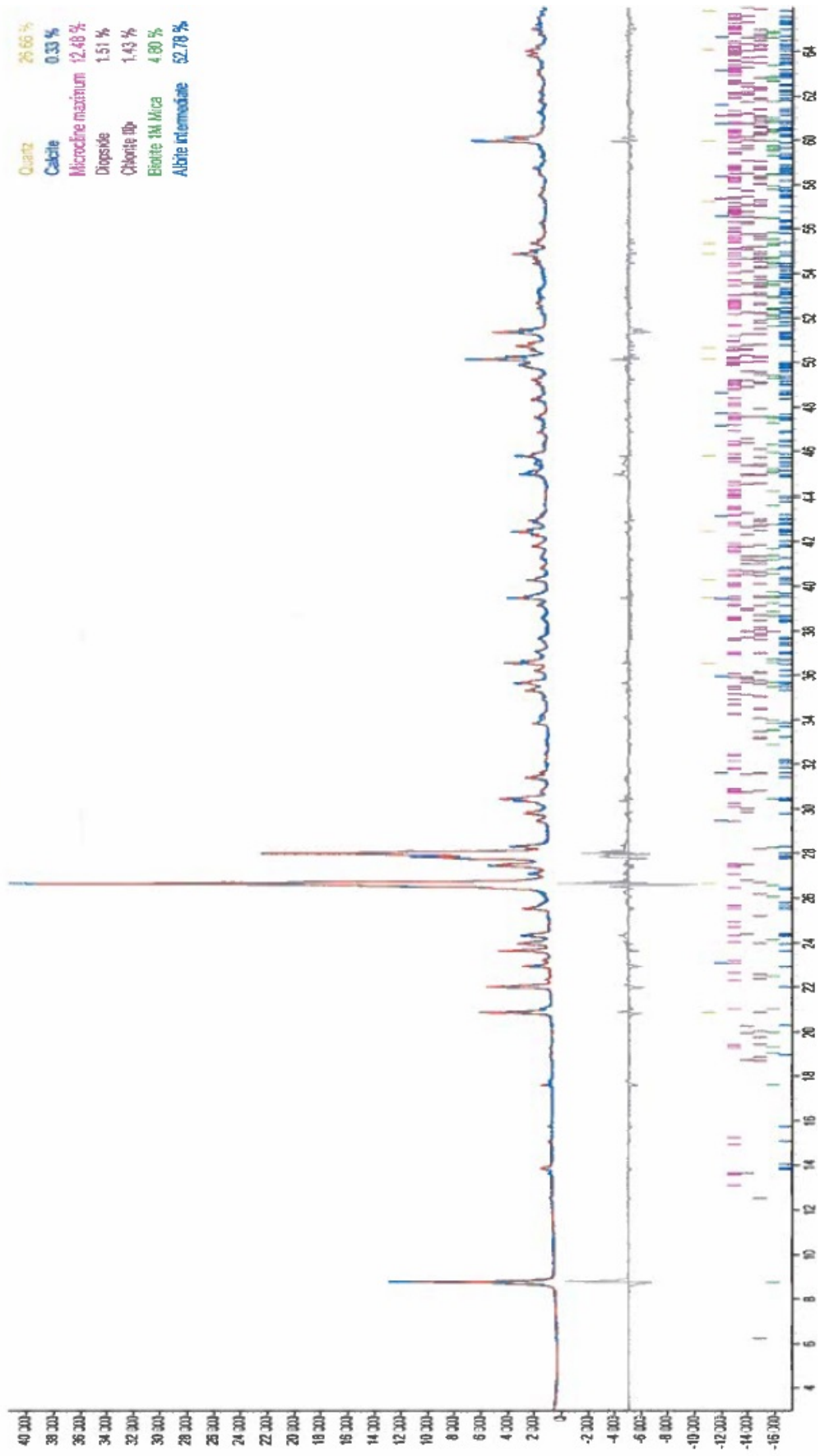
Tabell B.4: Dimensjoner, metning og resultater fra brasilianertest (P-SS). Underkjente resultater, markert i rødt, er ikke tatt med i beregning av gjennomsnitt og standardavvik.

Prøve	Borkjerne	Diameter	Tykkelse	Bruddlast	Strekkfasthet	Metning
		$D$ (mm)	$t$ (mm)	$P$ (kN)	$\sigma_t$ (MPa)	(timer)
	D1	50,21	25,65	17,12	8,46	92
	D2	50,32	25,40	14,31	7,13	92
	D3	50,29	25,53	12,48	6,19	92
	D4	50,04	25,55	21,29	10,60	92
	D5	50,27	25,25	16,73	8,39	92
P-SS	D6	50,35	24,83	15,98	8,14	92
	D7	50,52	25,12	23,68 <sup>(1)</sup>	11,88 <sup>(1)</sup>	92 <sup>(2)</sup>
	D8	50,40	25,35	27,11 <sup>(1)</sup>	13,51 <sup>(1)</sup>	92 <sup>(2)</sup>
	D9	50,45	25,07	17,35	8,73	92
	D10	50,32	25,49	17,58	8,73	92
	D11	50,51	25,33	19,11	9,51	92
Snitt:				16,88	8,43	
Std.av.:				2,55	1,27	

<sup>(1)</sup> Delresultatet ble underkjent fordi metningsgraden avviker fra resterende disk, se <sup>(2)</sup>

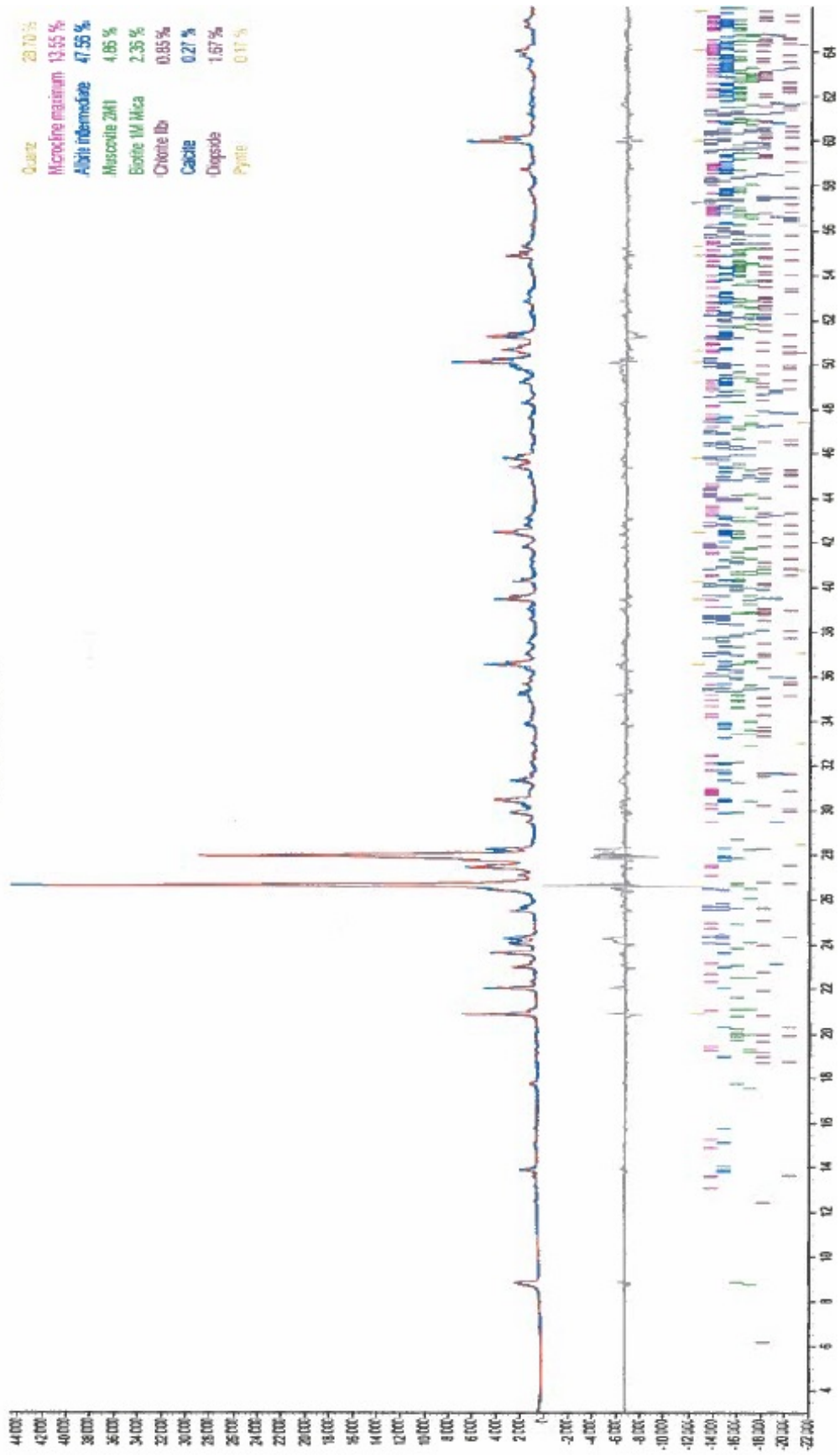
<sup>(2)</sup> Pluss 20 t tørking i romtemperatur

180275: Prøve B

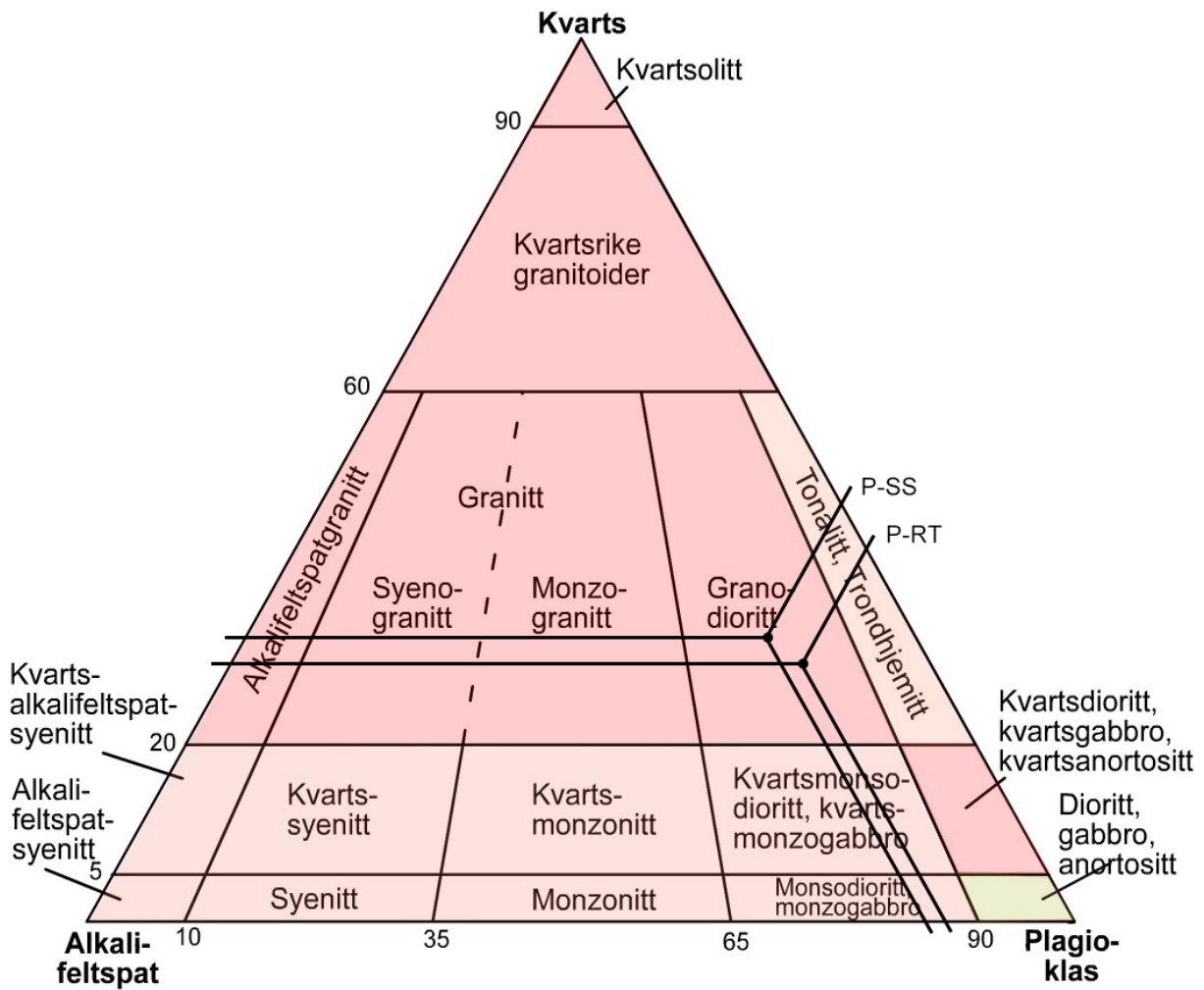


Figur B.4: Diffraktogram fra XRD-analyse av P-RT.

180276; Prøve C



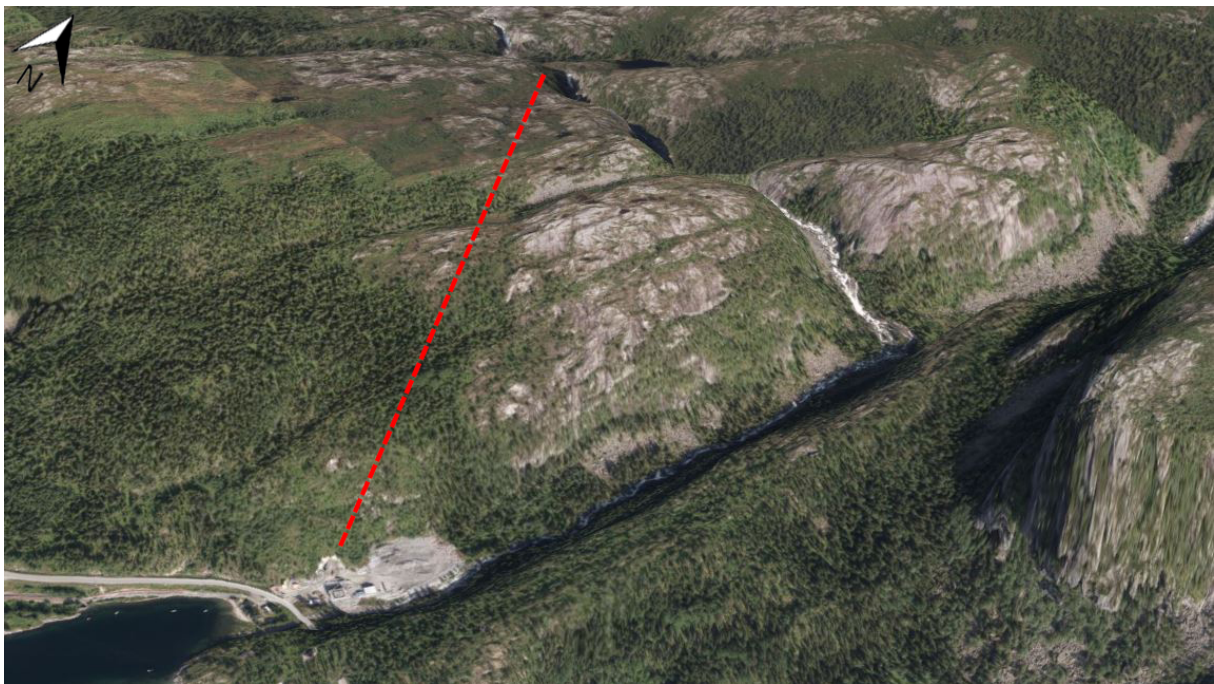
Figur B.5: Diffraktogram fra XRD-analyse av P-SS.



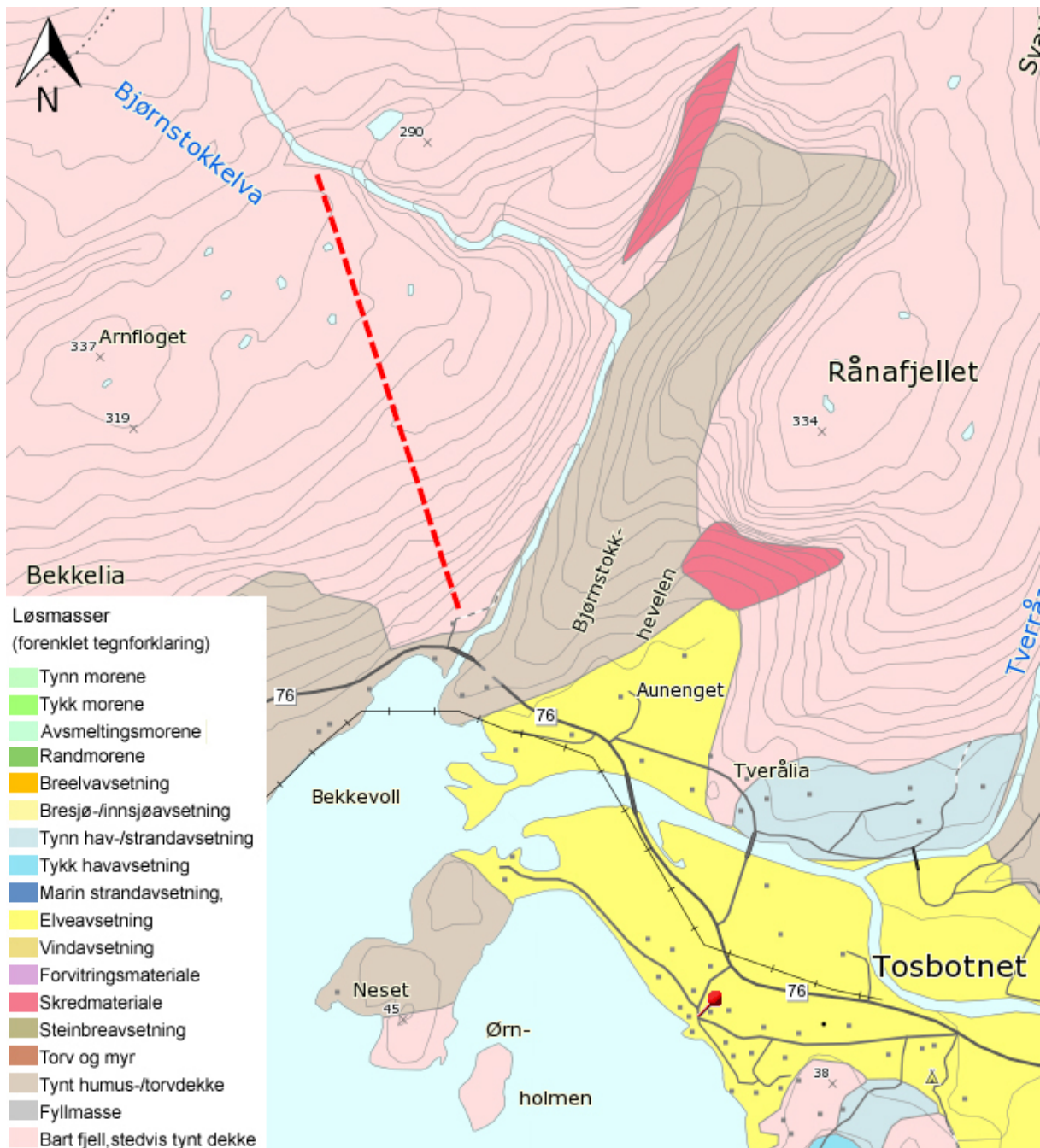
Figur B.6: KAP-diagram for bergartsklassifisering av P-RT og P-SS. KAP-diagram: Fossen (2005).



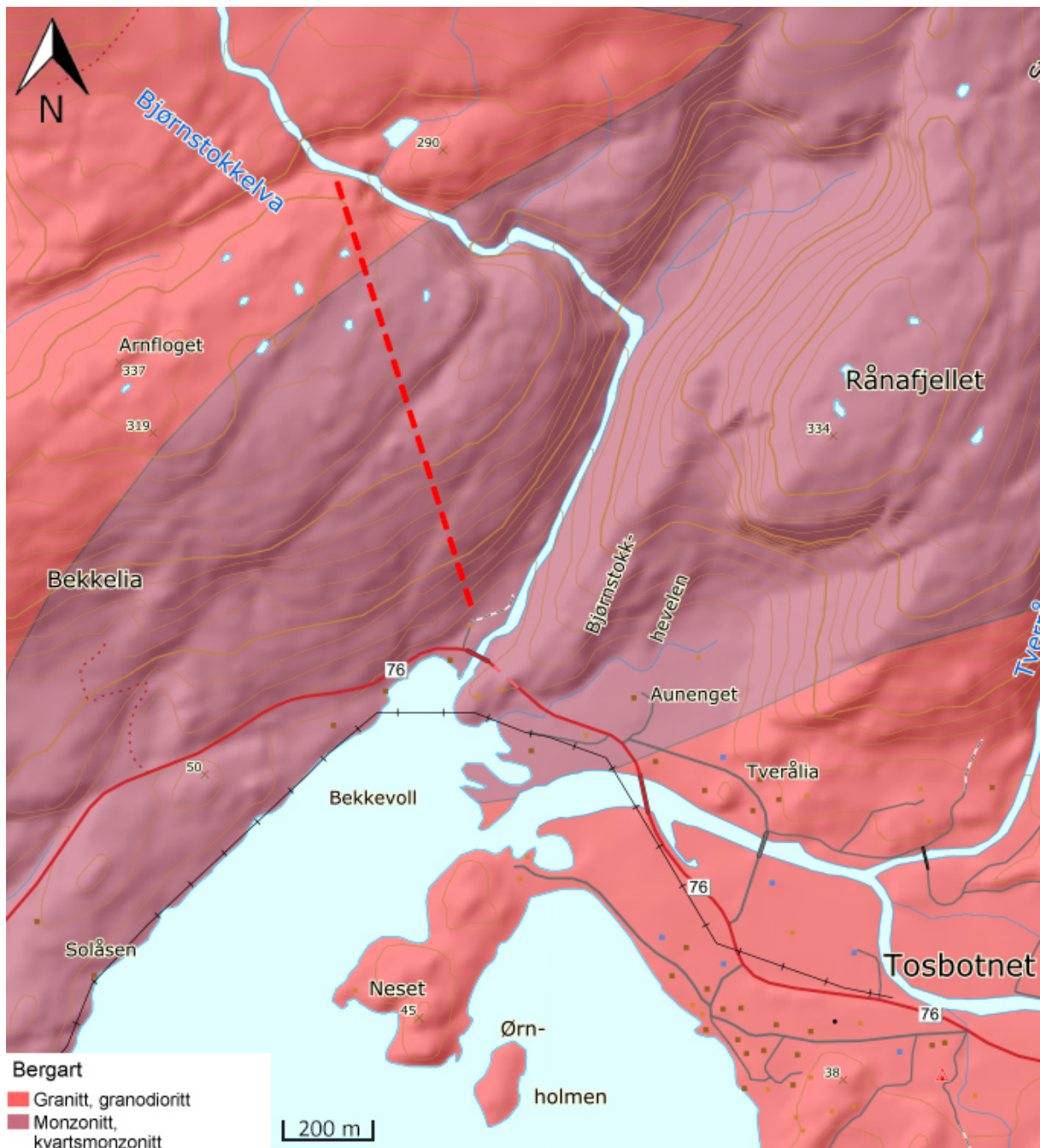
## Dokumenter, tegninger og data relatert til BKRV



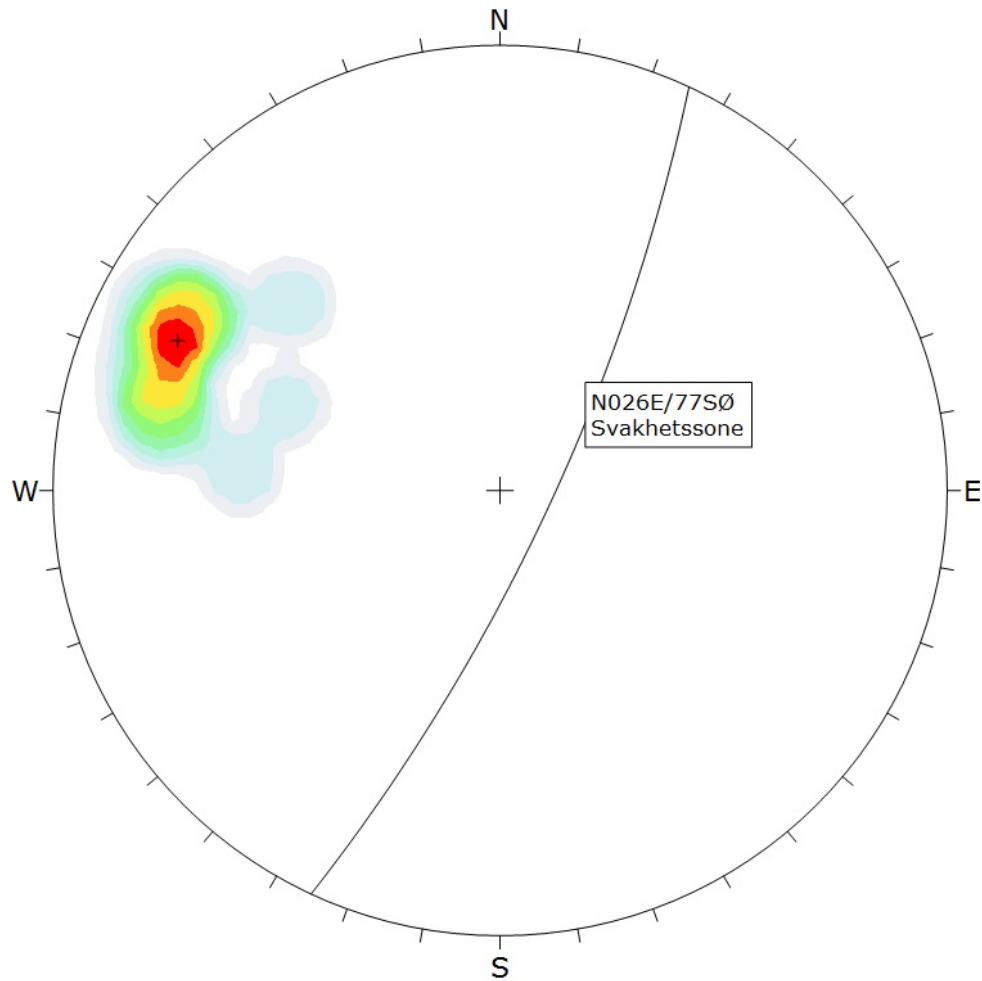
*Figur C.1:* Satellittbilde/flyfoto over Bjørnstøkk-området. Den røde, stiplede linjen indikerer omtrentlig tunneltrasé. Kartgrunnlag: [www.norgebilder.no](http://www.norgebilder.no).



Figur C.2: Kvartærgeologisk kart over Tosbotn. Den røde, stiplede linjen indikerer omtrentlig tunneltrasé. Kartgrunnlag: [geo.ngu.no/kart/losmasse/](http://geo.ngu.no/kart/losmasse/).



Figur C.3: Berggrunnskart over Tosbotn. Den røde, stiplede linjen indikerer omtrentlig tunneltrasé. Kartgrunnlag: [geo.ngu.no/kart/berggrunn/](http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/).

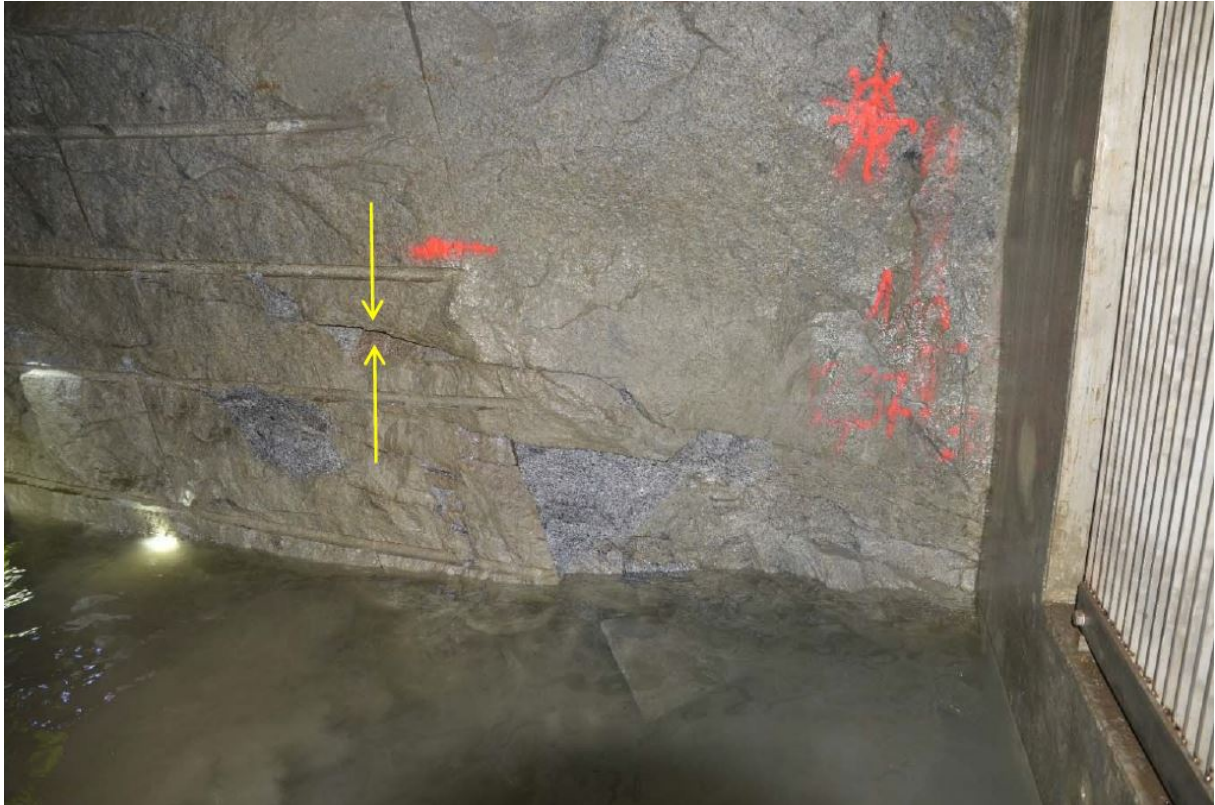


Color	Density Concentrations
	0.00 - 4.20
	4.20 - 8.40
	8.40 - 12.60
	12.60 - 16.80
	16.80 - 21.00
	21.00 - 25.20
	25.20 - 29.40
	29.40 - 33.60
	33.60 - 37.80
	37.80 - 42.00
<b>Contour Data</b> Pole Vectors	
<b>Maximum Density</b>	41.80%
<b>Contour Distribution</b>	Fisher
<b>Counting Circle Size</b>	1.0%
<b>Plot Mode</b> Pole Vectors	
<b>Vector Count</b>	9 (9 Entries)
<b>Hemisphere</b>	Lower
<b>Projection</b>	Equal Angle

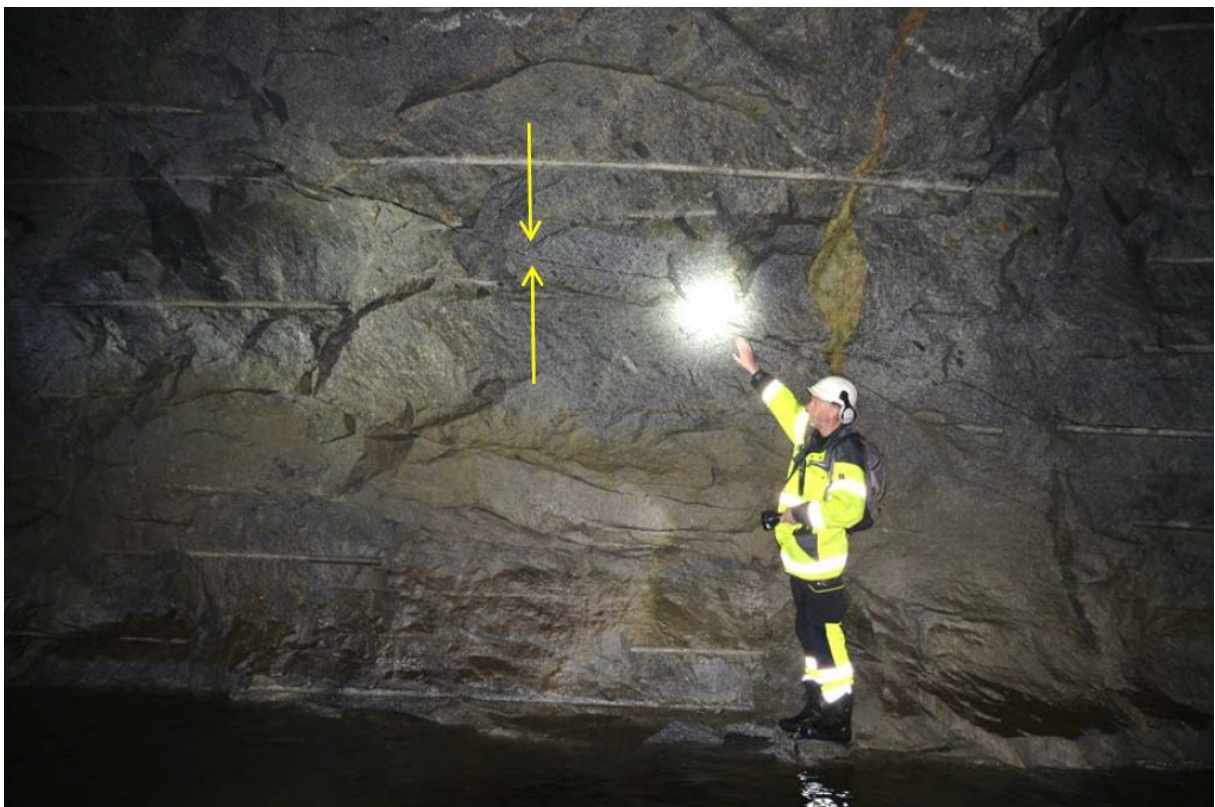
Figur C.4: Stereonettplott av strøk- og fallmålinger av markert sprekkesett i svakhetszone. Analysen ble foretatt med programvare *Dips* (Rocscience). Oppdatert etter Solli (2017).

Tabell C.1: Sprekkekarakteristikk. Data fra kartlegging 9–10. november 2017. «SH» betyr at sprekken strekker seg fra såle til heng. Oppdatert etter Solli (2017).

Pr.	Strøk (°)	Fall (°)	Ruhet	Fyll	Avstand (m)	Utholdenhet
590	N022E	82Ø				
590	N027Ø	82Ø	Plan, ru	1–2 mm kalsitt	1–2	
580	N021Ø	80SØ	Plan, glatt	5 mm rosa		
580	N165Ø	24V	Plan, glatt		1–2	
570	N000Ø	90			2	1 m
570	N145Ø	0SV				
560	N020Ø	85SØ	Undulerende, ru	3 mm feltspat	1	
550	N020Ø	82SØ	Plan, glatt		0,5–2	SH
550	N164Ø	20Ø	Plan, glatt		1	2 m
540	N164Ø	88V	Plan, ru			
510	N008Ø	80Ø	Plan, glatt			
470	N022Ø	80Ø	Plan, glatt		3	SH
330	N015Ø	85Ø	Plan, ru		1–2	SH
325			Plan, ru		2	
319	N112Ø	40SV				
315	N130Ø	10V				SH
283	N006Ø	74V				
260	N104Ø	70SV	Plan, ru			SH
254	N022Ø	90				
240	N016Ø	78Ø	Plan, glatt		4	
229	N142Ø	88SV		Alkali- feltspat		
220	N078Ø	44S	Plan, glatt		1	
90	N028Ø	78SØ	Plan, glatt		3	SH



*Figur C.5:* Gjennomsettende sprekk (indikert med gule piler) ved pr. 310 (høyre vegg, motstrøms) med helning ca. 10–15° mot S (Jacobsen, 2016).



*Figur C.6:* Gjennomsettende sprekk (indikert med gule piler) ved pr. 310–320 (høyre vegg, motstrøms) med sprekkåpning opptil 1 cm (Jacobsen, 2016).



*Figur C.7:* Diskontinuerlig og hakkete sprekkeoverflate og sprekkeåpning opptil 1 cm ved pr. 315 (venstre vegg, motstrøms) (Jacobsen, 2016).

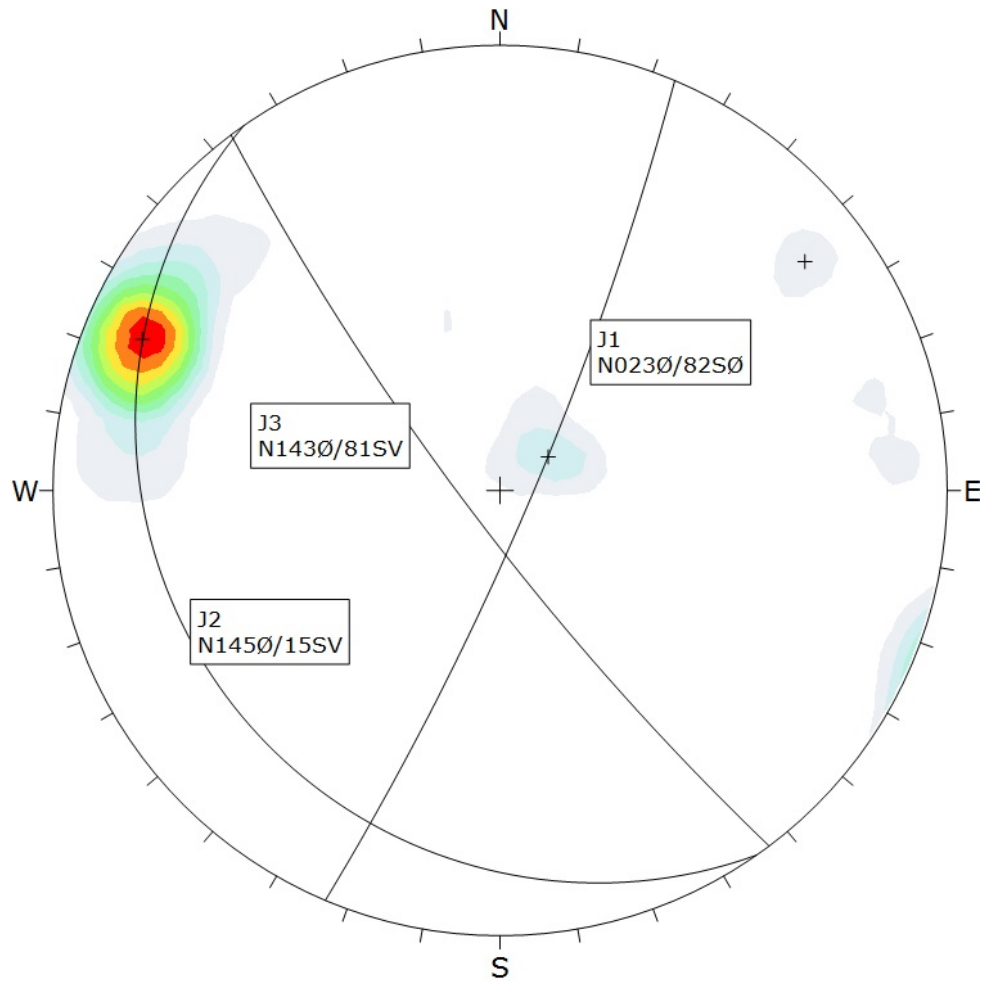


*Figur C.8:* Riss i sprøytebetongen ved pr. 374–378 (venstre vegg, motstrøms) (Jacobsen, 2016).



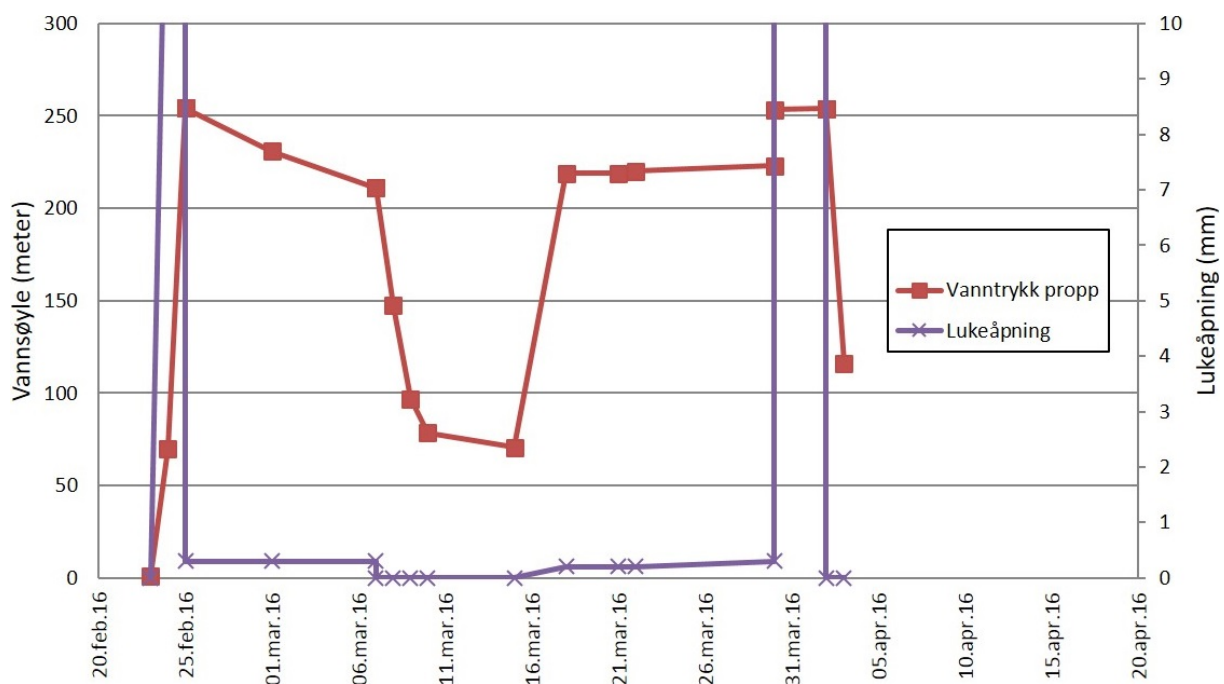
*Figur C.9: Sprekk ved pr. 560 (foto: Snorre Solli).*





Color	Density Concentrations
	0.00 - 3.30
	3.30 - 6.60
	6.60 - 9.90
	9.90 - 13.20
	13.20 - 16.50
	16.50 - 19.80
	19.80 - 23.10
	23.10 - 26.40
	26.40 - 29.70
	29.70 - 33.00
<b>Contour Data</b> Pole Vectors	
<b>Maximum Density</b>	32.21%
<b>Contour Distribution</b>	Fisher
<b>Counting Circle Size</b>	1.0%
<b>Plot Mode</b> Pole Vectors	
<b>Vector Count</b>	76 (76 Entries)
<b>Hemisphere</b>	Lower
<b>Projection</b>	Equal Angle

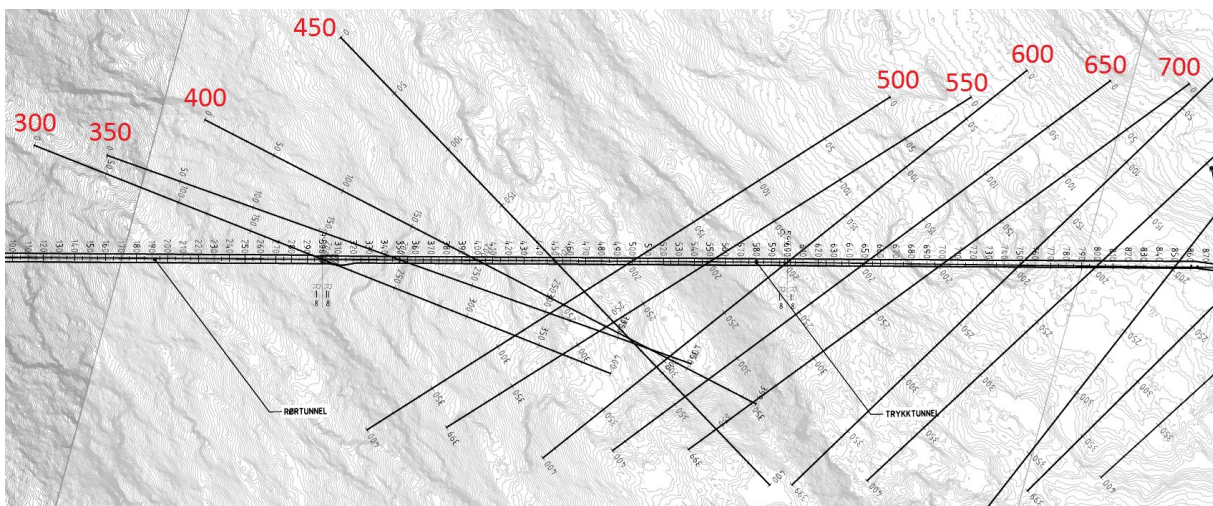
Figur C.10: Stereonettplott av strøk- og fallmålinger av sprekkesett i tunnel. Analysen ble foretatt med programvaren *Dips* (Rocscience). Oppdatert etter Solli (2017).



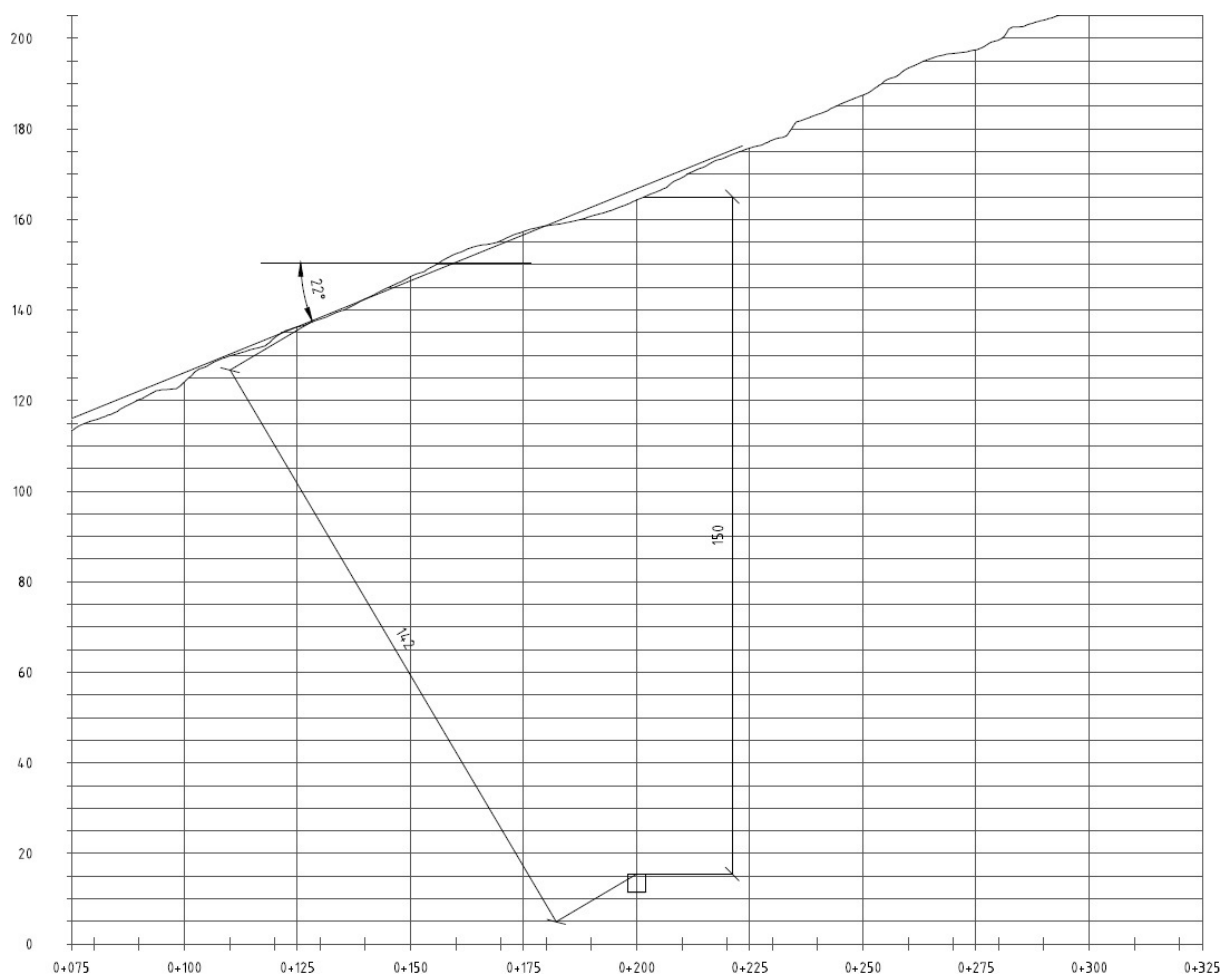
Figur C.11: Vannfyllingslogg (vannshøyde ved betongpropp og lukeåpning) for perioden 23. februar til 2. april 2016, tilpasset etter Helgeland Kraft (2016b).

## Data fra analytisk vurdering

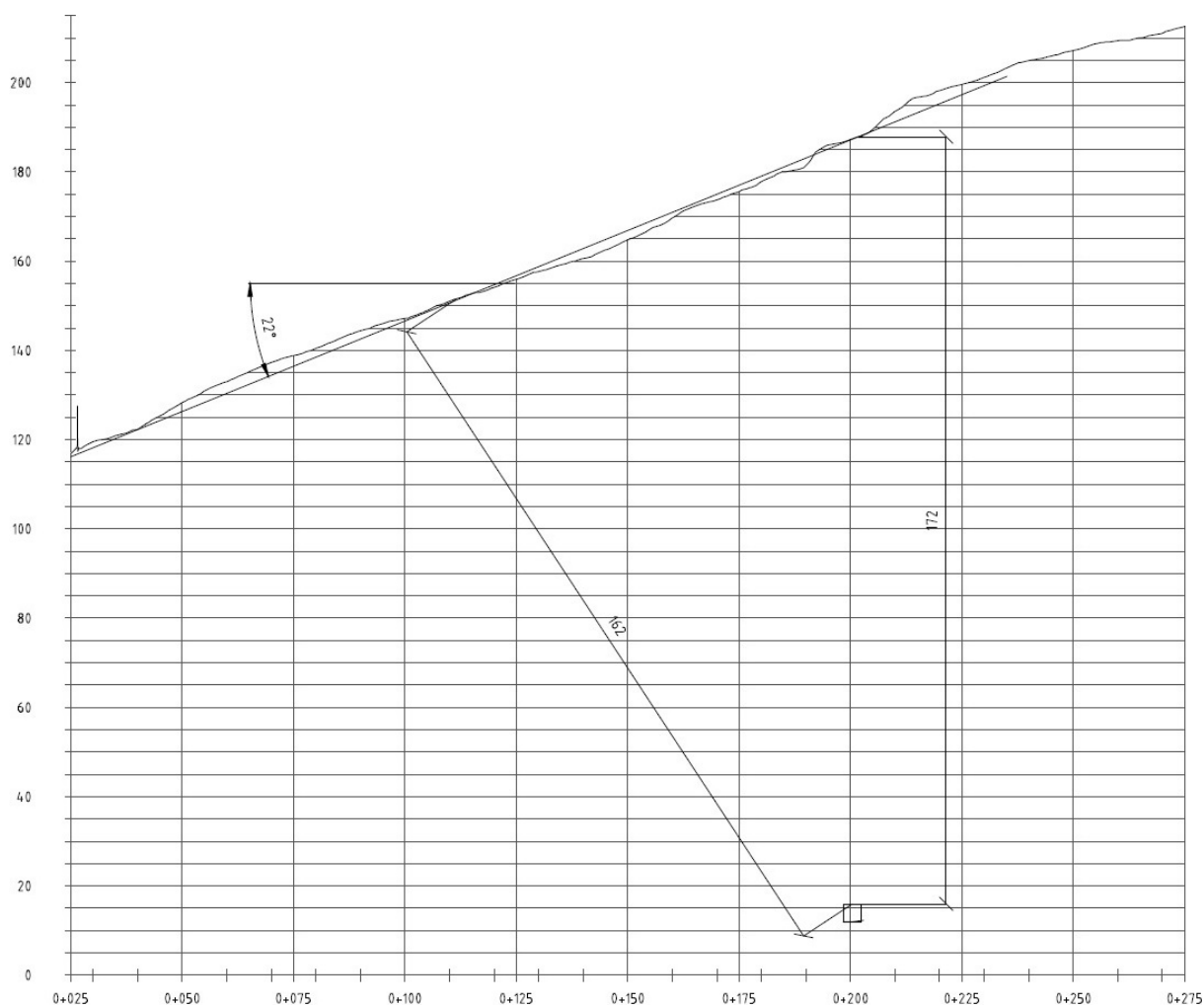
### D.1 Tverrsnitt pr. 300–700



*Figur D.1: Orientering av tverrsnitt.*

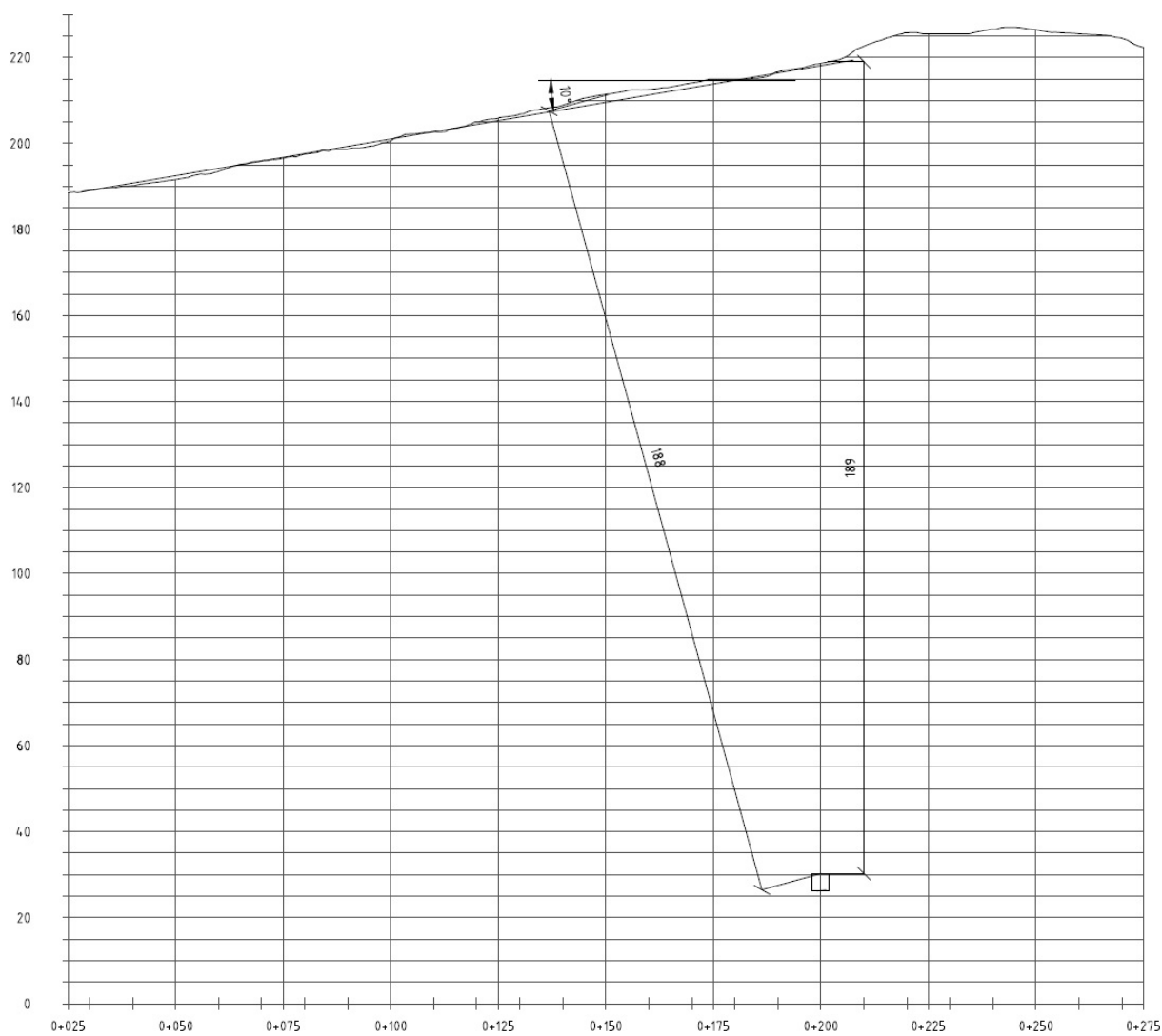


Figur D.2: Tverrsnitt profil 300. Vertikalaksen angir meter over havet. Horisontalaksen angir antall meter fra referansepunktet. Oppdatert etter Solli (2017).

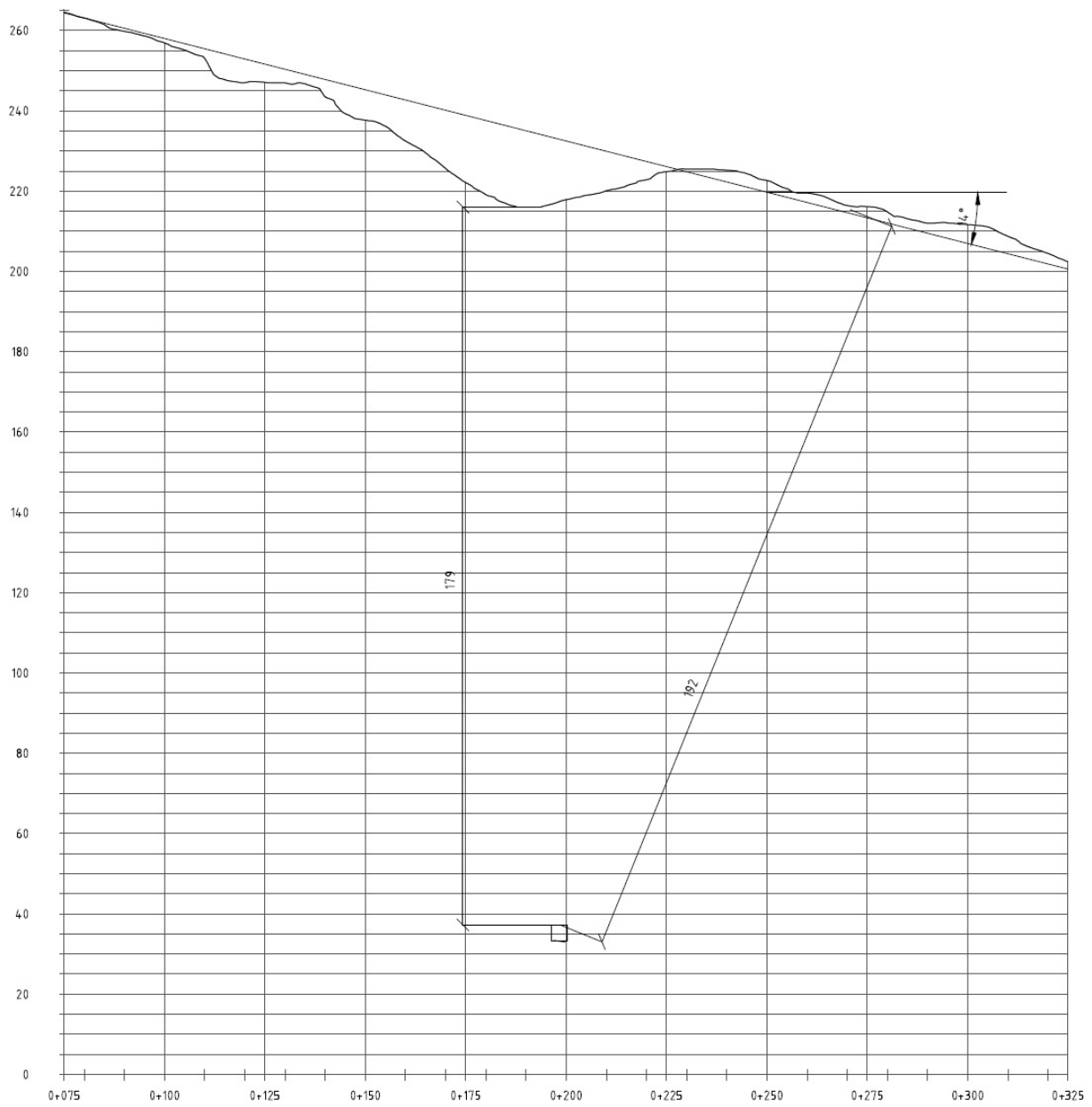


Figur D.3: Tverrsnitt profil 350, oppdatert etter Solli (2017).



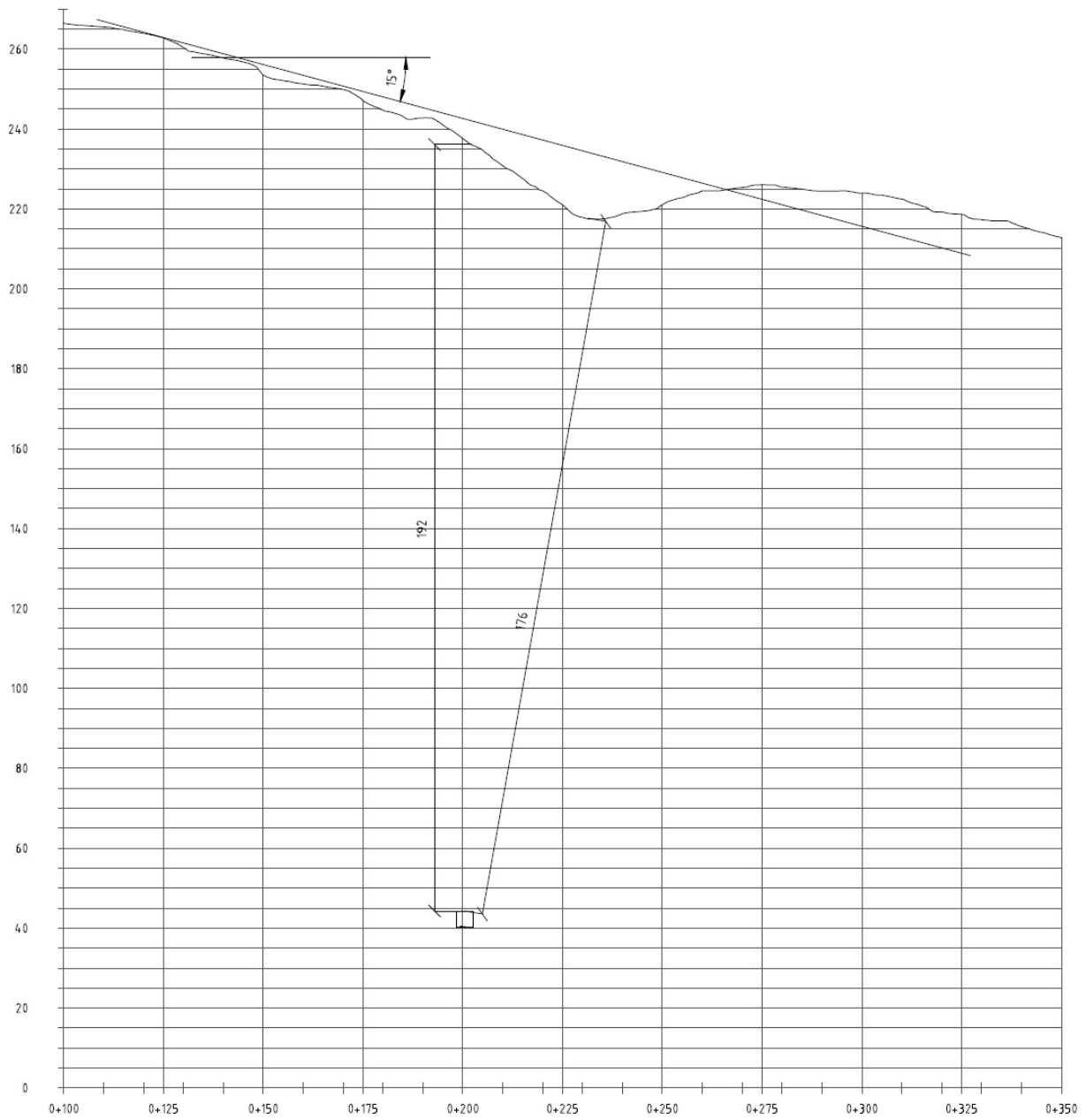


*Figur D.5: Tverrsnitt profil 450, oppdatert etter Solli (2017).*

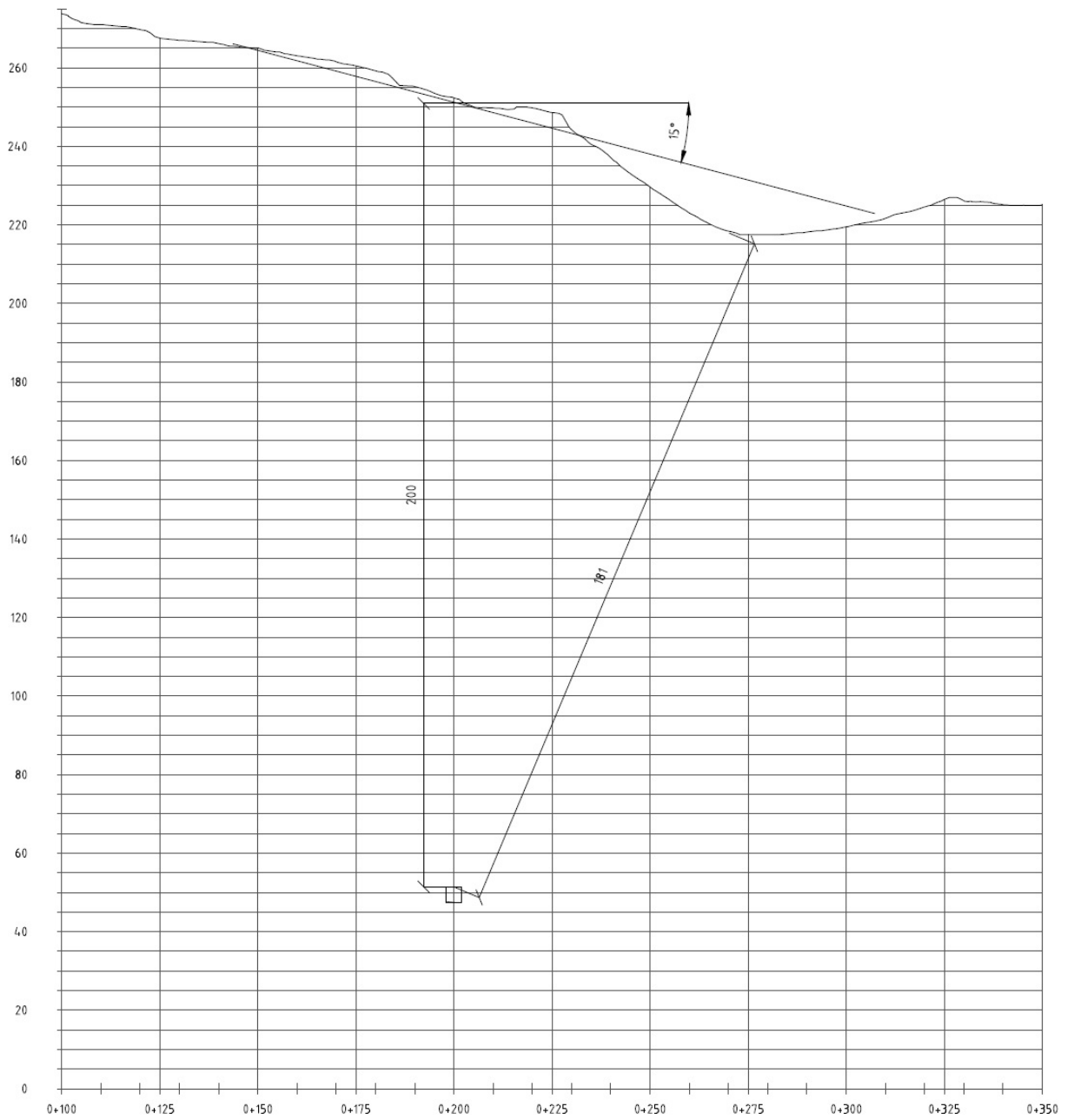


*Figur D.6: Tverrsnitt profil 500, oppdatert etter Solli (2017).*

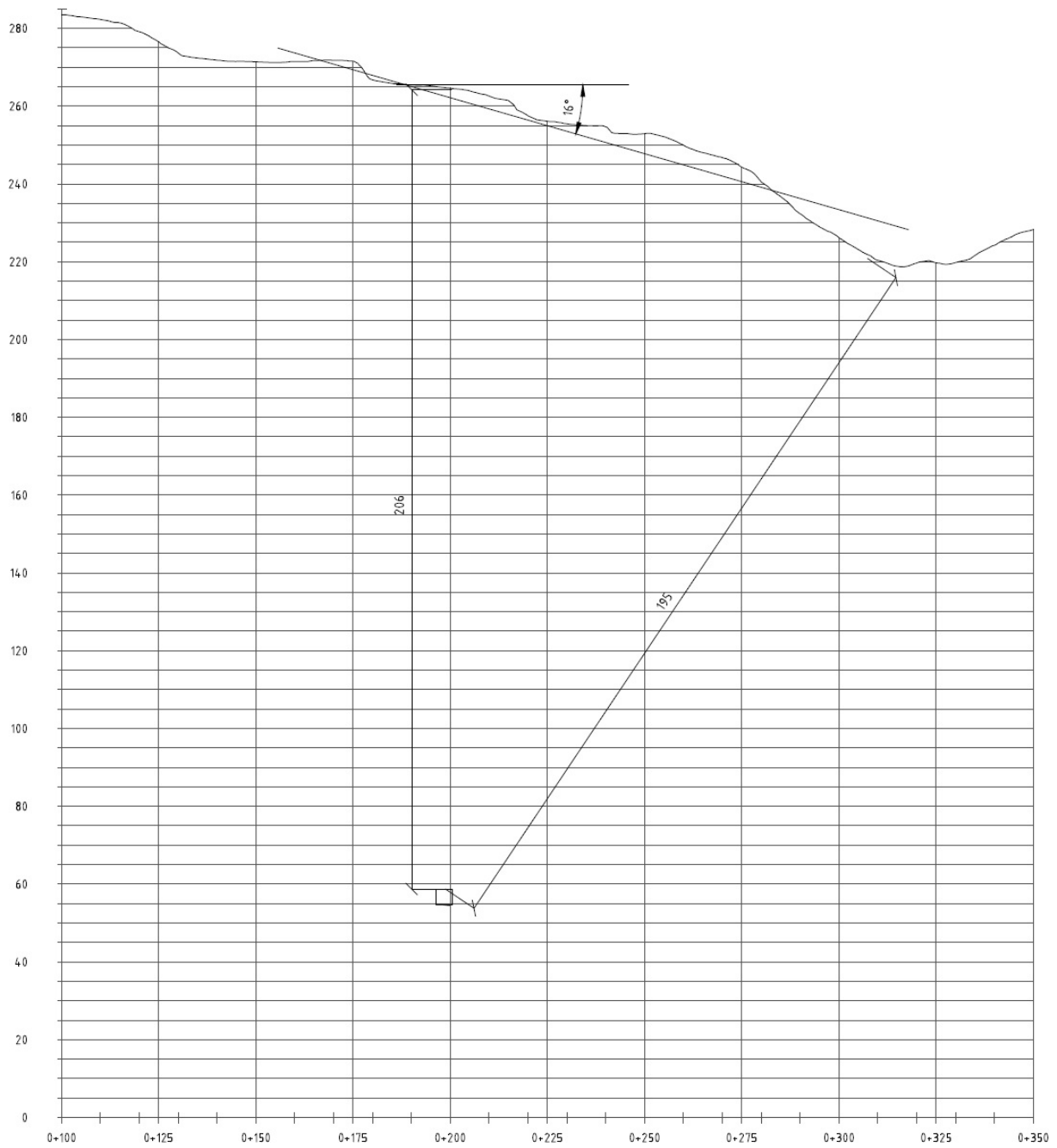




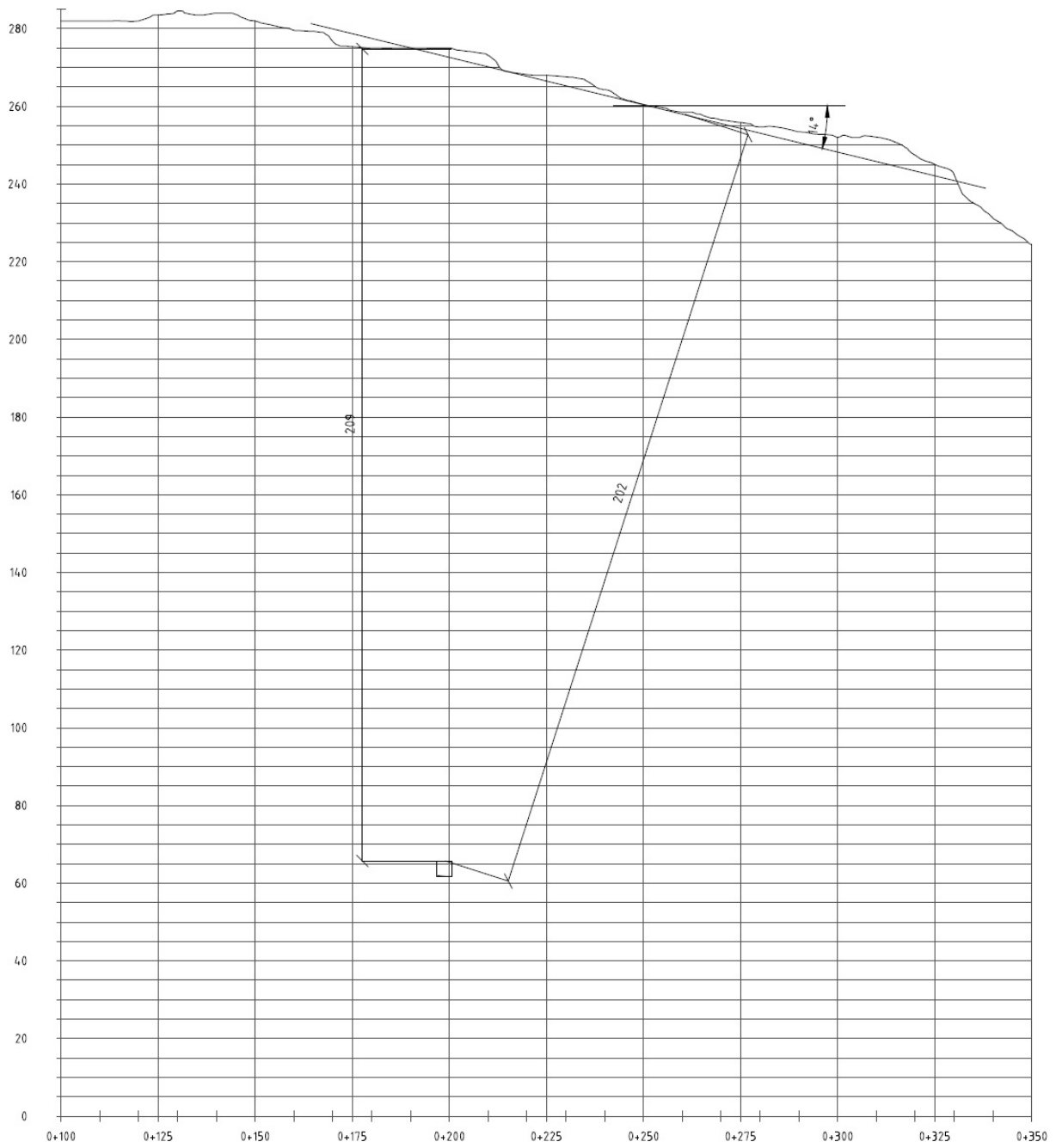
*Figur D.7: Tverrsnitt profil 550, oppdatert etter Solli (2017).*



Figur D.8: Tverrsnitt profil 600, oppdatert etter Solli (2017).



Figur D.9: Tverrsnitt profil 650, oppdatert etter Solli (2017).



Figur D.10: Tverrsnitt profil 700, oppdatert etter Solli (2017).

## D.2 Inndata og resultater

Tabell D.1: Høyde ved såle ( $z_s$ ), statisk fallhøyde ( $H$ ), terrenghøyde ( $z_t$ ) og tetthet for intakt berg ( $\rho$ ).

Profil	$z_s$ (m.o.h.)	$H$ (m)	$z_t$ (m.o.h.)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )
300	11,27	260,87	164,31	2630
350	11,77	260,37	187,47	2630
400	18,90	253,24	206,26	2630
450	26,04	246,10	218,57	2670
500	33,18	238,96	216,96	2670
550	40,32	231,82	238,18	2670
600	47,46	224,68	252,70	2670
650	54,60	217,54	264,93	2670
700	61,74	210,40	275,00	2670

Tabell D.2: Tunnelhelning ( $\alpha$ ), beregnet vertikal overdekning ( $h$ ), vertikal overdekning fra tverrsnitt ( $h_t$ ), krav til vertikal overdekning ( $h_k$ ), sikkerhetsfaktor for vertikal overdekning ( $FS_h$ ), terrenghelning fra tverrsnitt ( $\beta_t$ ), korteste avstand til overflaten ( $L_t$ ), krav til korteste avstand til overflaten ( $L_k$ ) og sikkerhetsfaktor for korteste avstand til overflaten ( $FS_L$ ).

Profil	$\alpha$ (°)	$h$ (m)	$h_t$ (m)	$h_k$ (m)	$FS_h$	$\beta_t$ (°)	$L_t$ (m)	$L_k$ (m)	$FS_L$
300	0,57	148,64	150	99,20	1,50	22	142	106,98	1,33
350	0,57	171,30	172	99,00	1,73	22	162	106,77	1,52
400	8,13	182,96	183	97,27	1,88	18	172	101,24	1,70
450	8,13	188,13	189	93,11	2,02	10	188	93,59	2,01
500	8,13	179,38	179	90,41	1,98	14	192	92,24	2,08
550	8,13	193,46	192	87,70	2,21	15	176	89,89	1,96
600	8,13	200,84	200	85,00	2,36	15	181	87,12	2,08
650	8,13	205,93	206	82,30	2,50	16	195	84,76	2,30
700	8,13	208,86	208	79,60	2,62	14	202	81,21	2,49



## Numerisk modellering

### E.1 Inndata

Tabell E.1: Poissons forhold ( $\nu$ ), spenningsforholdet ( $K_2$ ), største horisontalspenning ( $\sigma_H$ ), minste horisontalspenning ( $\sigma_h$ ), tetthet for intakt berg ( $\rho$ ), vertikal overdekning ( $h$ ) og teoretisk vertikalspenning ( $\sigma_v$ ). De gule markeringene indikerer hvilke verdier som er hentet fra, eller beregnet ut ifra, data fra grunnlagsmaterialet.

Tverrsnitt/Profil	$\nu$	$K_2$	$\sigma_H$ (MPa)	$\sigma_h$ (MPa)	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$h$ (m)	$\sigma_v$ (MPa)
300	0,24	0,32	14,4	8,5	2,63	148,64	3,83
350	0,23	0,30	16,4	9,3	2,63	171,30	4,42
400	0,23	0,30	18,5	10,2	2,63	182,96	4,72
450	0,22	0,28	20,5	11,0	2,67	188,13	4,93
471	0,22	0,28	20,5	11,0	2,67	188,13	4,93
500	0,21	0,27	22,6	11,9	2,67	179,38	4,70
550	0,21	0,26	24,6	12,7	2,67	193,46	5,07
600	0,20	0,25	26,7	13,6	2,67	200,84	5,26
650	0,20	0,24	28,7	14,4	2,67	205,93	5,39
842	0,17	0,20	36,9	17,8	2,67	205,93	5,39

Tabell E.2: Spenninger: Vinkel mellom minste horisontalspenning og tverrsnitt ( $\alpha$ ), normalspenning på tverrsnitt ( $\sigma_{\perp}$ ), spenning parallelt med tverrsnitt ( $\sigma_{\parallel}$ ), tektonisk komponent av normalspenning på tverrsnitt ( $\sigma_{\perp\text{tec}}$ ) og tektonisk komponent av spenning parallelt med tverrsnitt ( $\sigma_{\parallel\text{tec}}$ ). De gule markeringene indikerer hvilke verdier som er hentet fra, eller beregnet ut ifra, data fra grunnlagsmaterialet.

Tverrsnitt/Profil	$\alpha$ (°)	$\sigma_{\perp}$ (MPa)	$\sigma_{\parallel}$ (MPa)	$\sigma_{\perp\text{tec}}$ (MPa)	$\sigma_{\parallel\text{tec}}$ (MPa)
300	-4	14,4	8,5	13,2	7,3
350	-2	16,4	9,3	15,1	8,0
400	1	18,5	10,2	17,1	8,7
450	3	20,5	11,0	19,1	9,6
471	3	20,5	11,0	19,1	9,6
500	6	22,5	11,9	21,2	10,7
550	8	24,4	12,9	23,0	11,6
600	11	26,2	14,0	24,9	12,7
650	13	28,0	15,1	26,7	13,8
842	23	34,0	20,7	32,9	19,6

Tabell E.3: Bergmassekvalitet: Q-verdi, «Rock mass rating» (RMR), «Geological strength index» (GSI) og rest-GSI (GSI<sub>r</sub>). De gule markeringene indikerer hvilke verdier som er hentet fra, eller beregnet ut ifra, data fra grunnlagsmaterialet.

Tverrsnitt/Profil	Q-verdi	RMR	GSI	GSI <sub>r</sub>
300	10	65	60	26,9
300–310	10	65	60	26,9
320–330	7,5	63,1	58,1	26,7
350	7,5	63,1	58,1	26,7
400	7,5	63,1	58,1	26,7
430–440	0,1	35,0	30,0	20,1
450	0,1	35,0	30,0	20,1
480–490	6,7	62,4	57,4	26,6
500	6,7	62,4	57,4	26,6
520–530	13,3	66,9	61,9	27,0
540	6,3	62,0	57,0	26,6
550	6,3	62,0	57,0	26,6
600	6,3	62,0	57,0	26,6
650	5,6	61,2	56,2	26,5
700-710	5,6	61,2	56,2	26,5



Tabell E.4: Bergmasseparametre for GD: Hoek-Brown-konstantene ( $m_b$ ,  $s$ ,  $a$ ), deformasjonsmodul ( $E_m$ ), rest-Hoek-Brown-konstantene ( $m_r$ ,  $s_r$ ,  $a_r$ ), rest-deformasjonsmodul ( $E_{m,r}$ ) og «dilation» ( $d$ ).

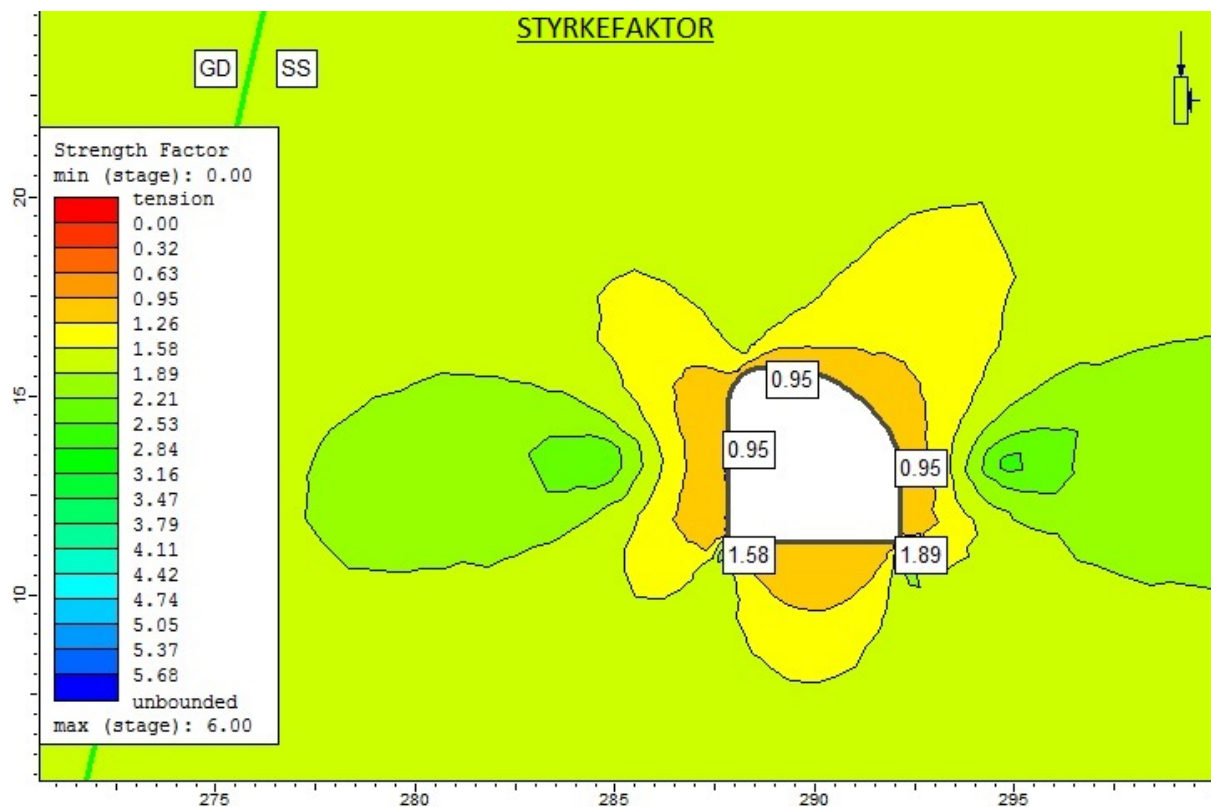
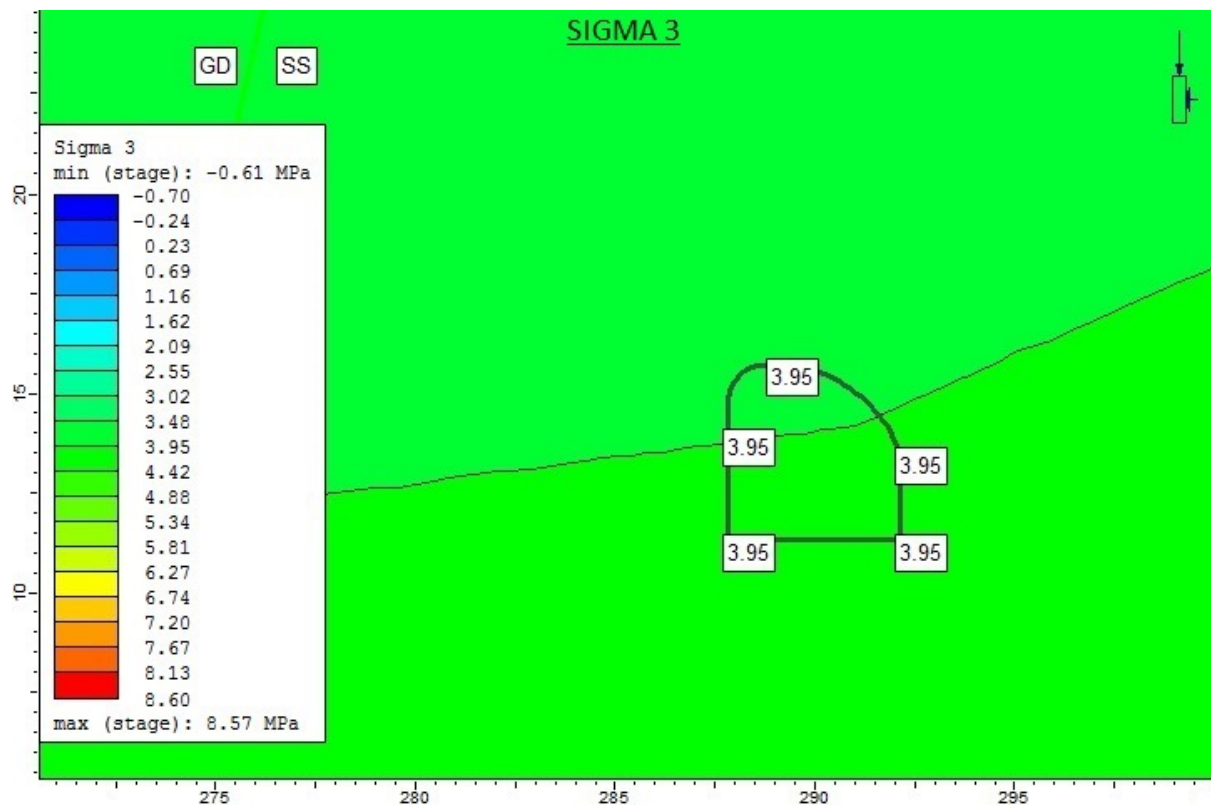
Tverrsnitt	$m_b$	$s$	$a$	$E_m$ (MPa)	$m_r$	$s_r$	$a_r$	$E_{m,r}$ (MPa)	$d$
300	6,95	0,01	0,50	31948,80	2,14	0,00	0,53	4142,65	0,64
350	6,47	0,01	0,50	29163,74	2,14	0,00	0,53	4142,65	0,64
400	6,47	0,01	0,50	29163,74	2,14	0,00	0,53	4142,65	0,64
450	2,38	0,00	0,52	5000,18	1,67	0,00	0,54	2806,06	0
500	6,24	0,01	0,50	27785,48	2,14	0,00	0,53	4142,65	0,64
550	6,24	0,01	0,50	27785,48	2,14	0,00	0,53	4142,65	0,64
600	6,24	0,01	0,50	27785,48	2,14	0,00	0,53	4142,65	0,64
650	6,03	0,01	0,50	26424,09	2,14	0,00	0,53	4142,65	0,64

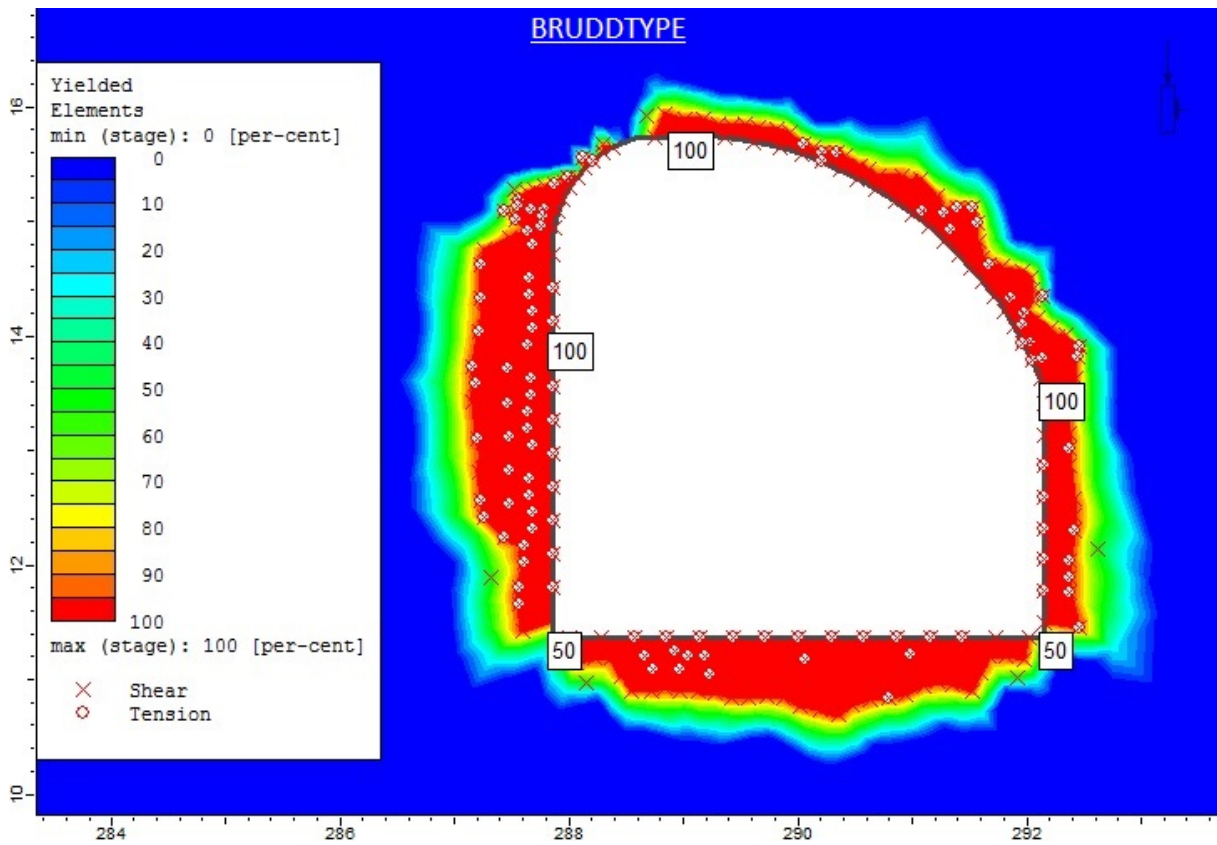
Tabell E.5: Bergmasseparametre for SS: Hoek-Brown-konstantene ( $m_b$ ,  $s$ ,  $a$ ), deformasjonsmodul ( $E_m$ ), rest-Hoek-Brown-konstantene ( $m_r$ ,  $s_r$ ,  $a_r$ ), rest-deformasjonsmodul ( $E_{m,r}$ ) og «dilation» ( $d$ ).

Tverrsnitt	$m_b$	$s$	$a$	$E_m$ (MPa)	$m_r$	$s_r$	$a_r$	$E_{m,r}$ (MPa)	$d$
300	6,95	0,01	0,50	29853,20	2,14	0,00	0,53	3870,92	0,64
350	6,47	0,01	0,50	27250,82	2,14	0,00	0,53	3870,92	0,64
400	6,47	0,01	0,50	27250,82	2,14	0,00	0,53	3870,92	0,64
450	2,38	0,00	0,52	4672,20	1,67	0,00	0,54	2622,01	0
500	6,24	0,01	0,50	25962,97	2,14	0,00	0,53	3870,92	0,64
550	6,24	0,01	0,50	25962,97	2,14	0,00	0,53	3870,92	0,64
600	6,24	0,01	0,50	25962,97	2,14	0,00	0,53	3870,92	0,64
650	6,03	0,01	0,50	24690,87	2,14	0,00	0,53	3870,92	0,64

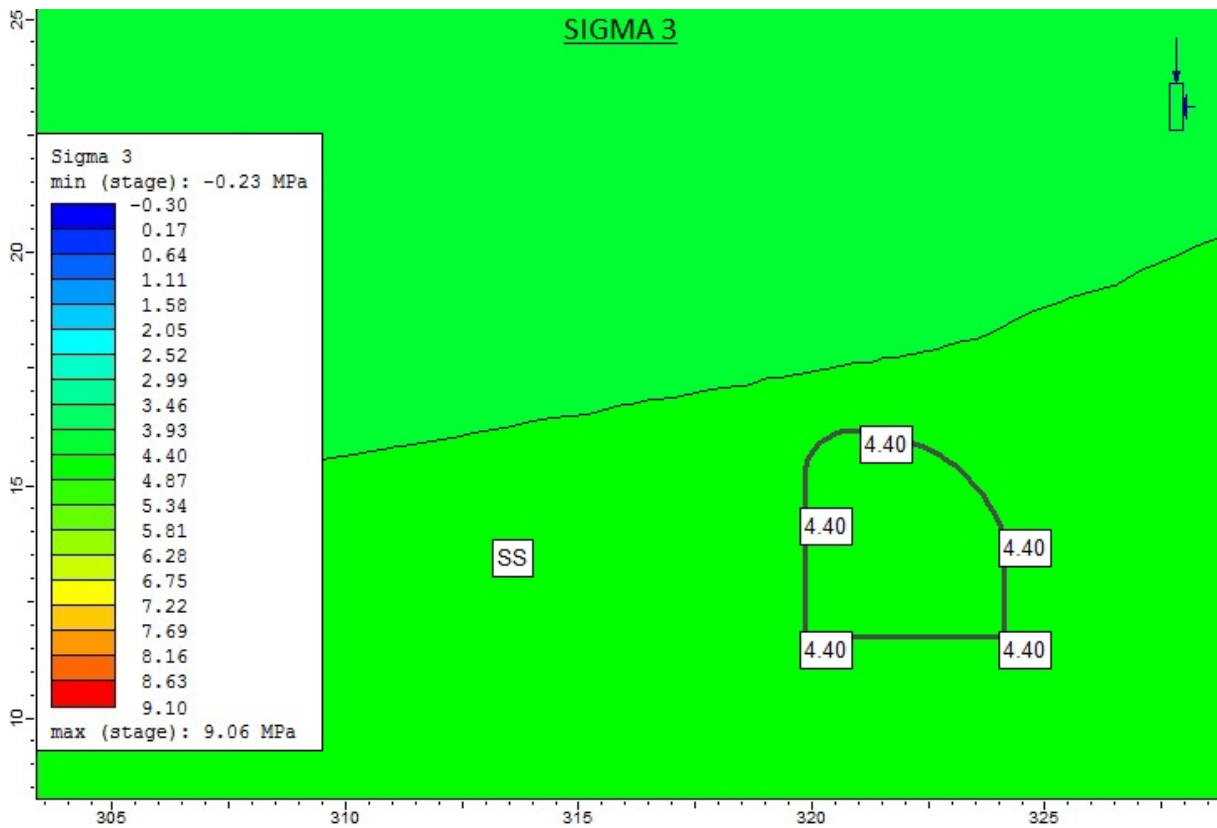
## E.2 Resultater

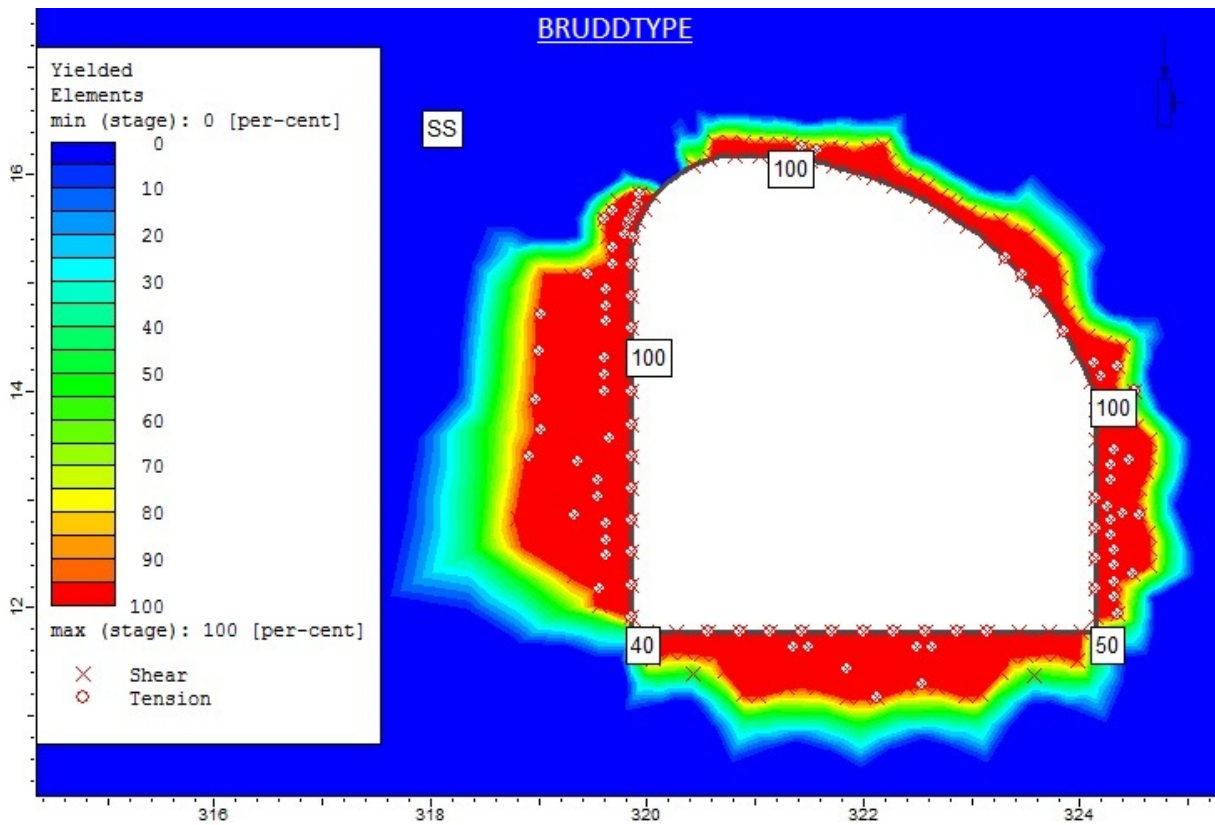
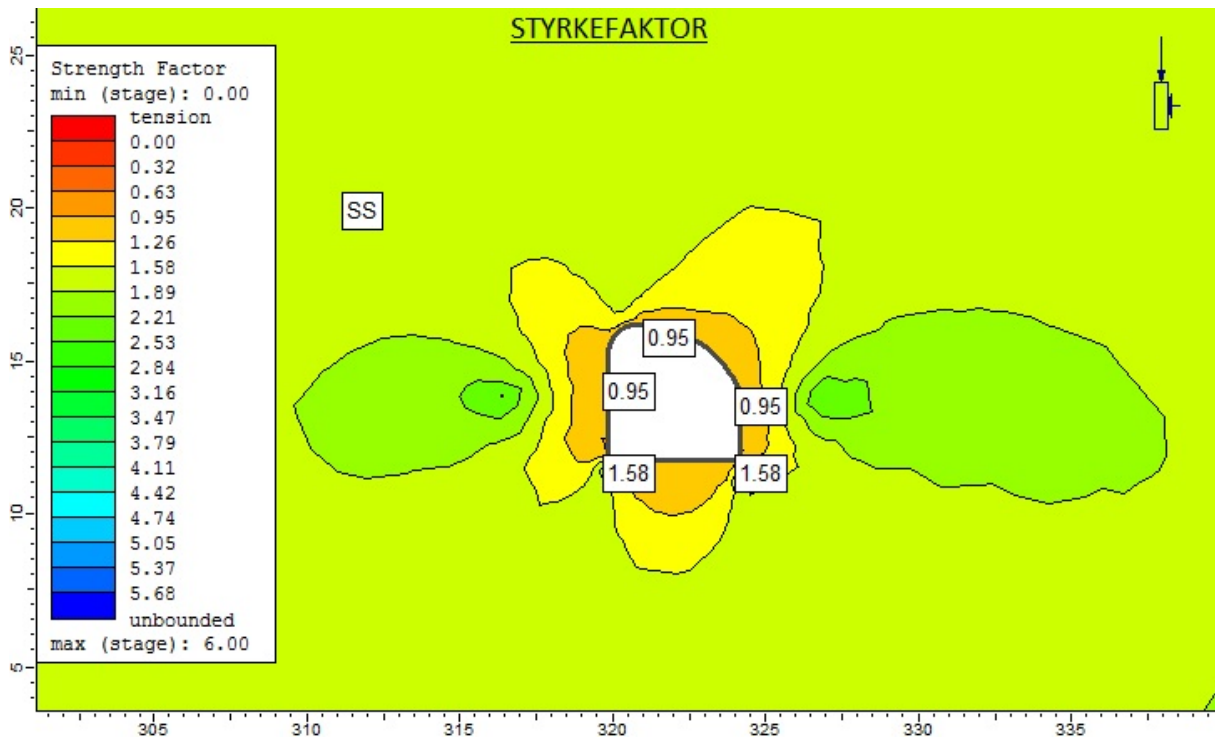
### E.2.1 Tverrsnitt 300



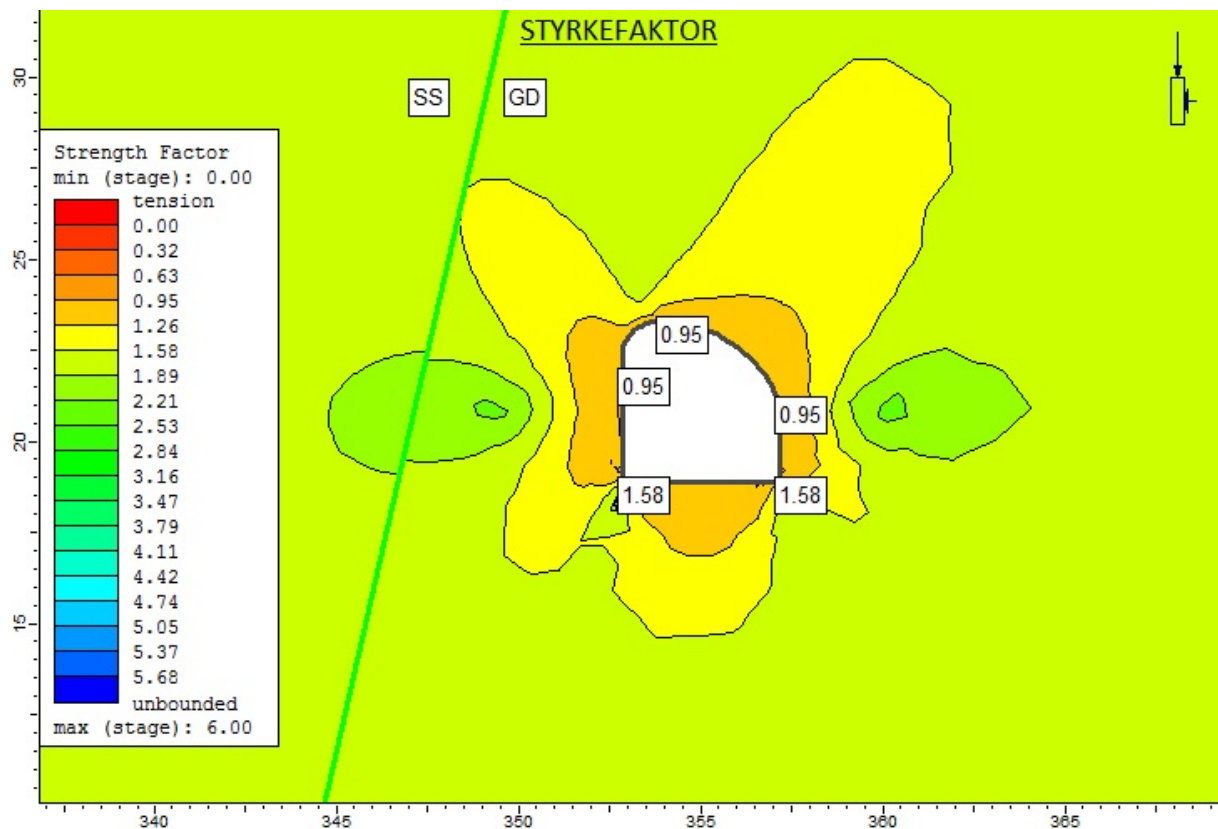
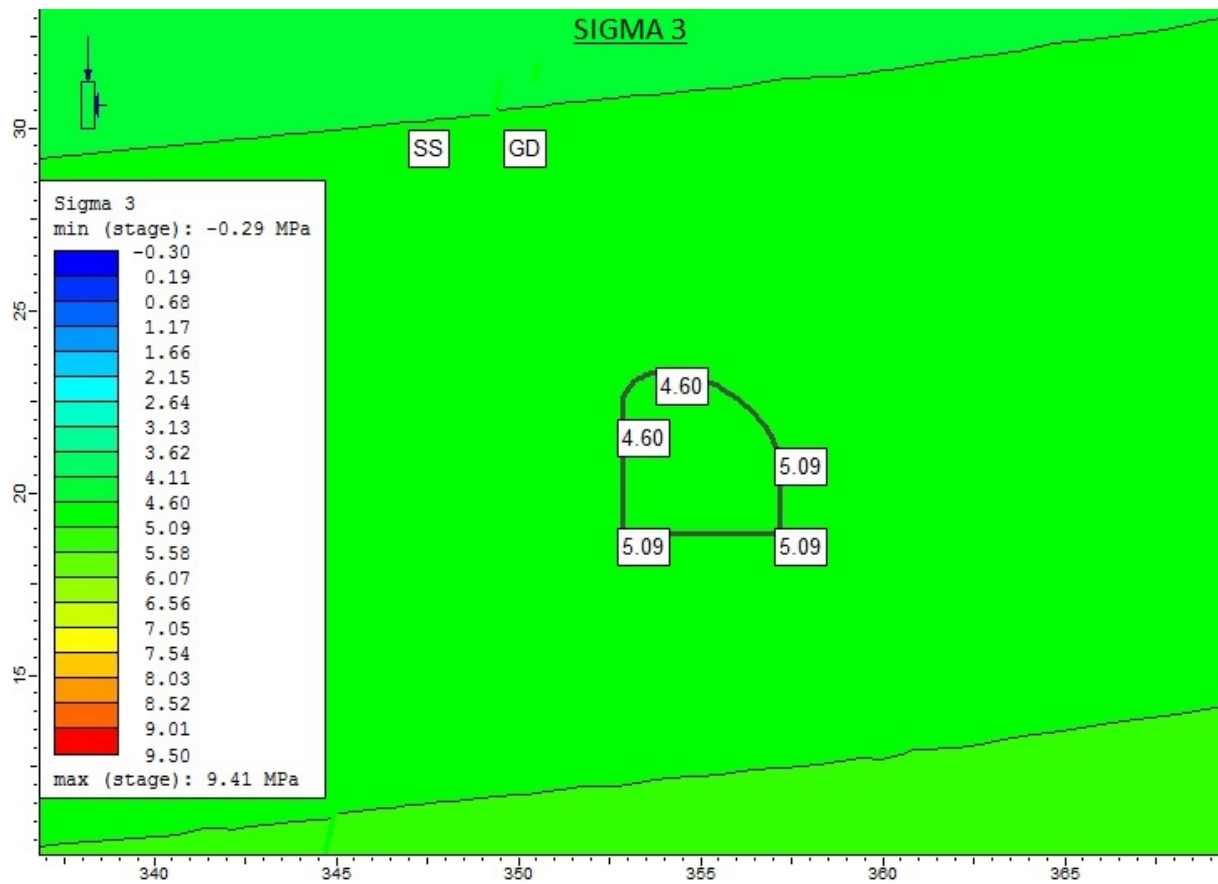


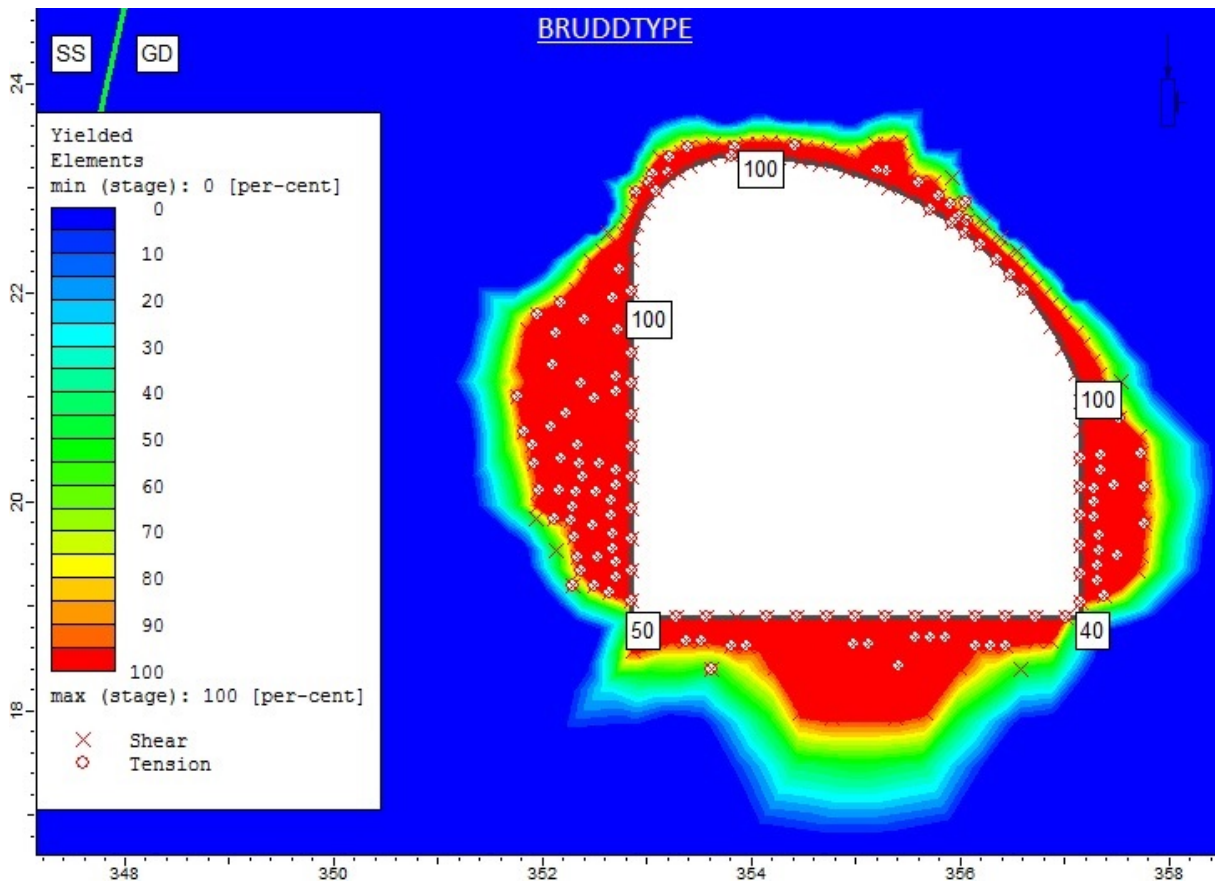
## E.2.2 Tverrsnitt 350



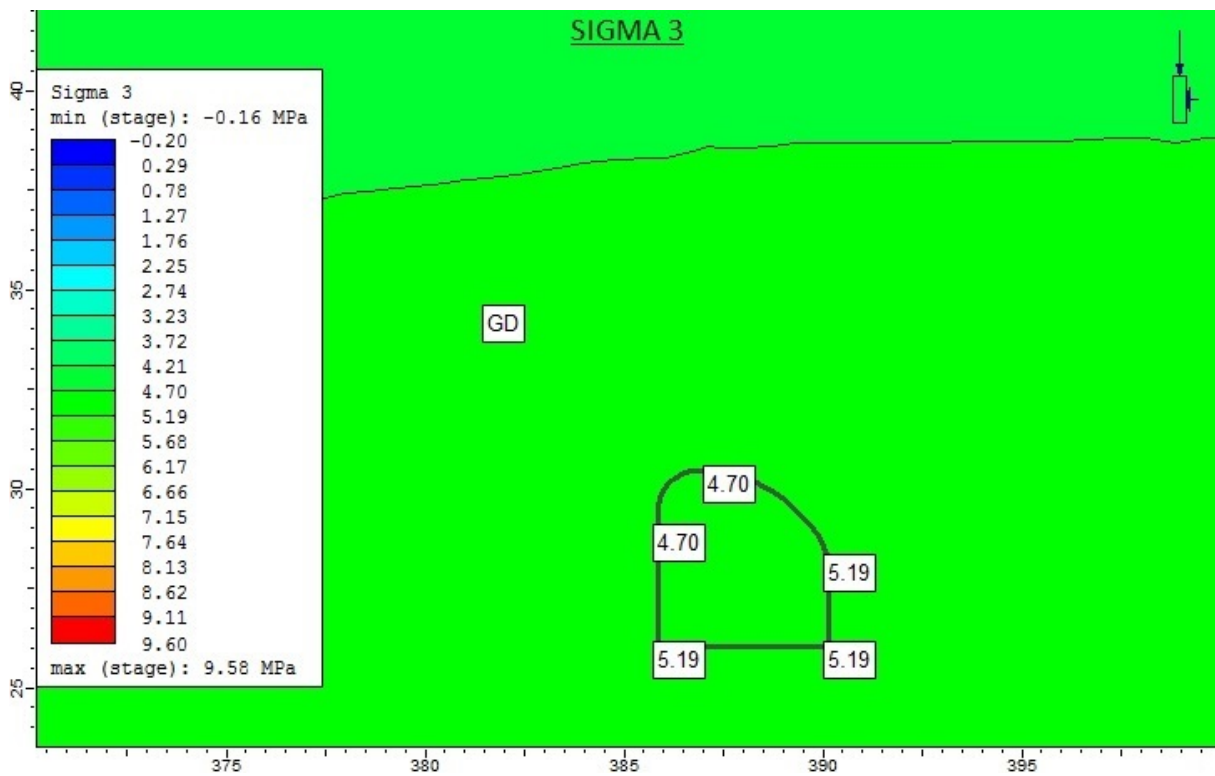


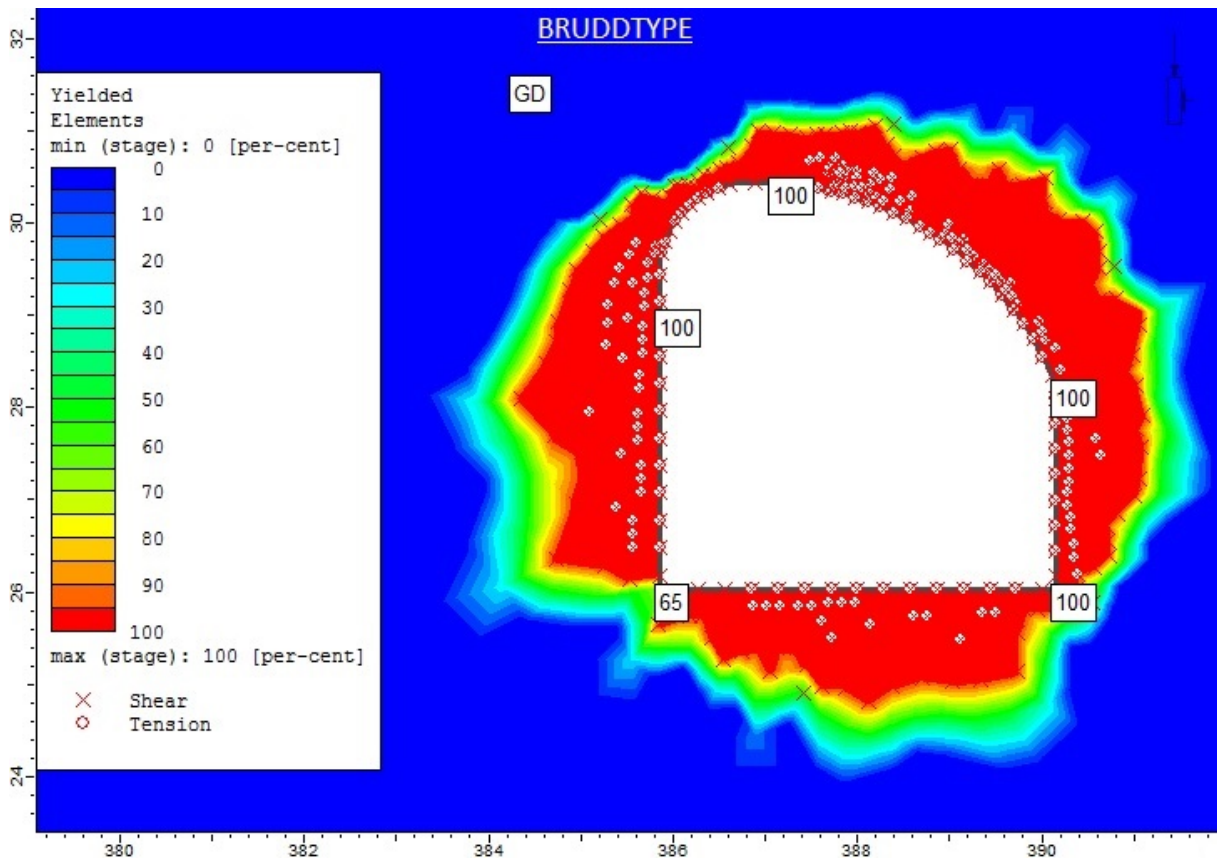
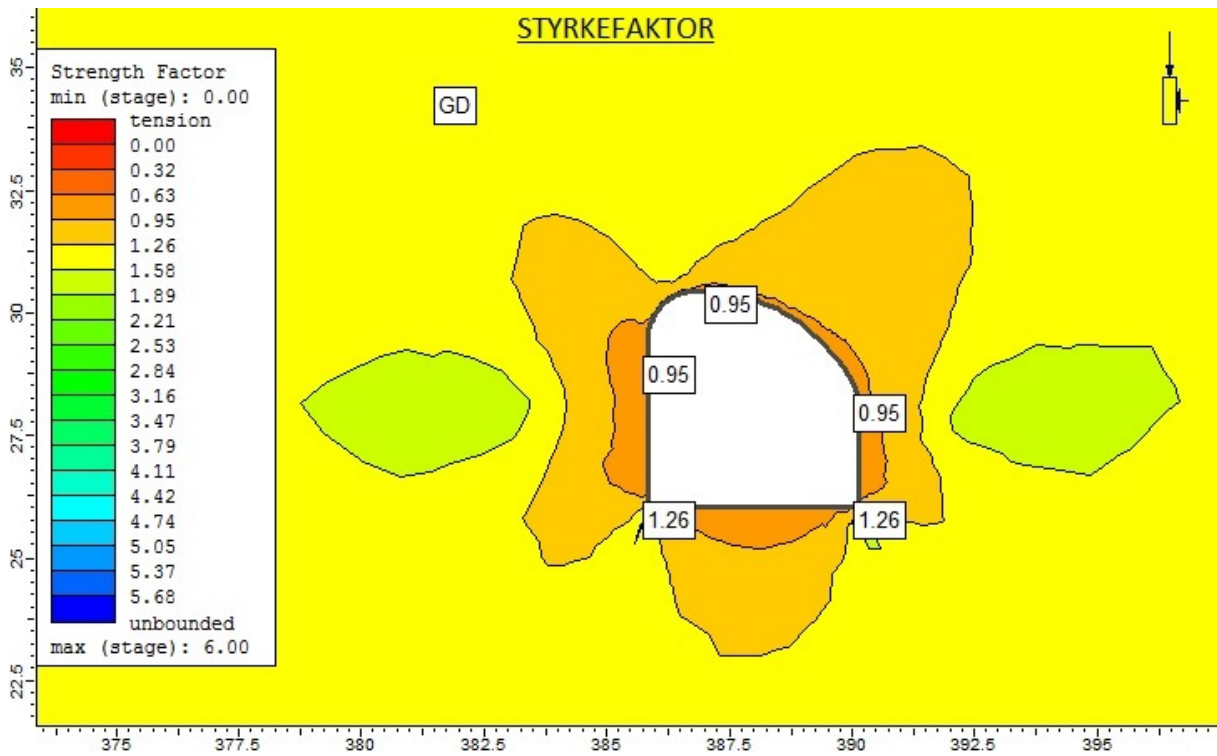
## E.2.3 Tverrsnitt 400



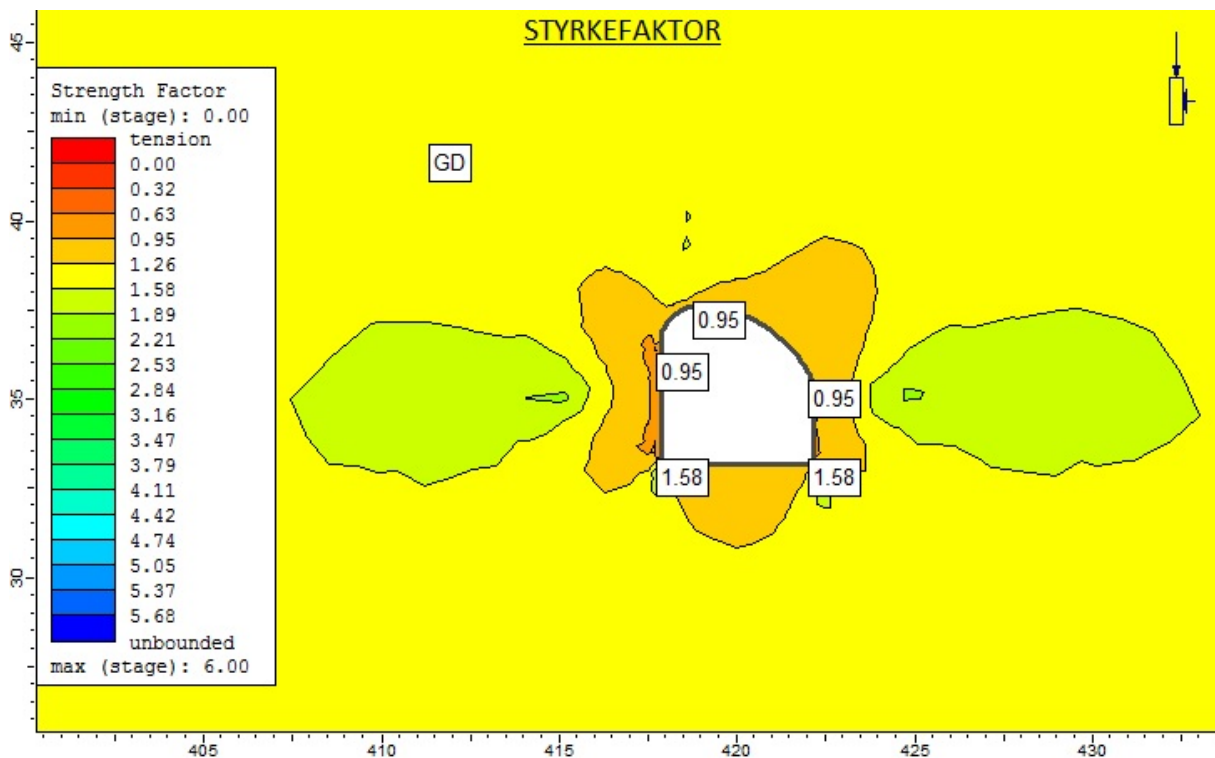
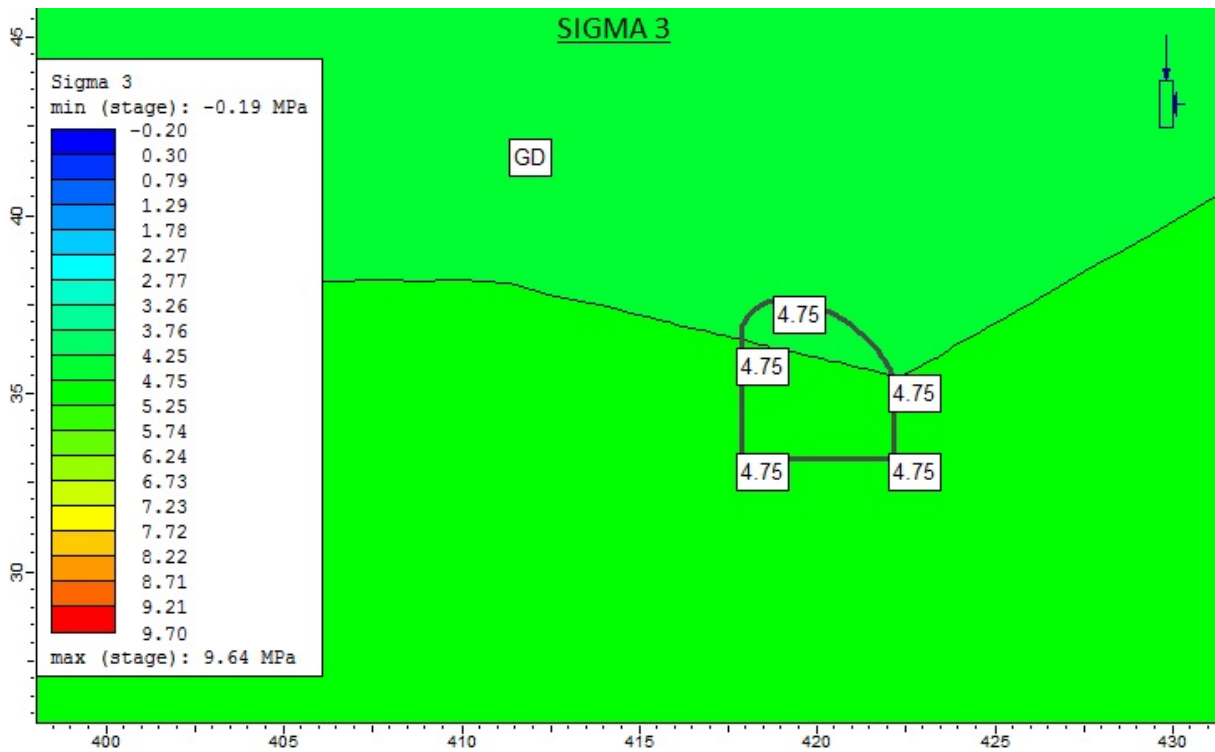


## E.2.4 Tverrsnitt 450

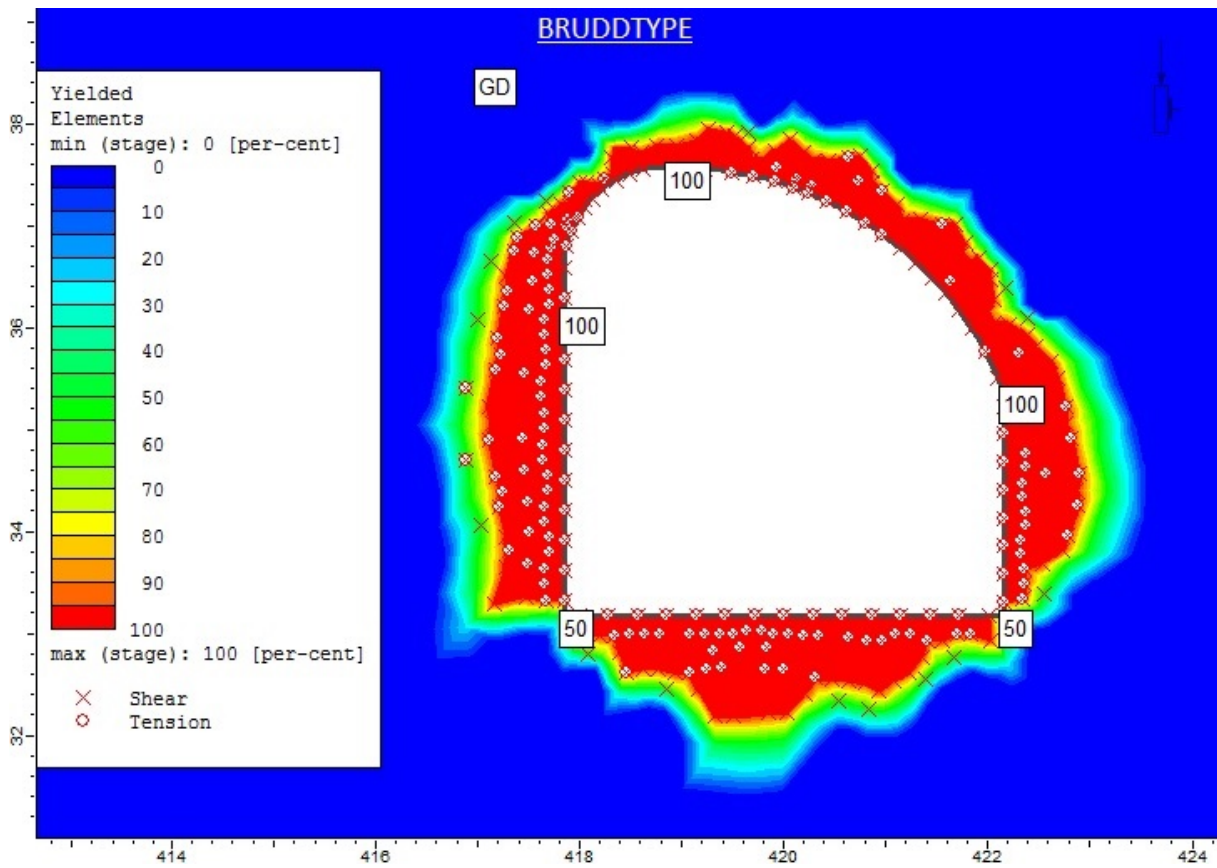




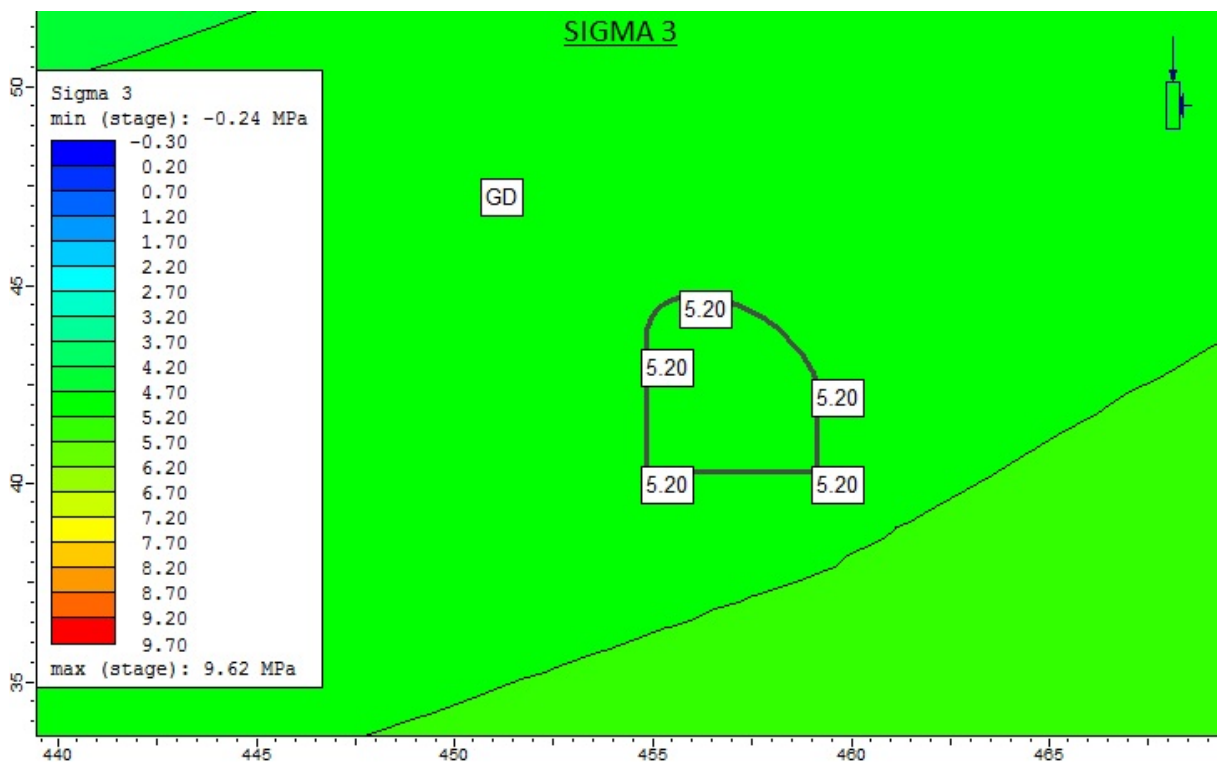
## E.2.5 Tverrsnitt 500

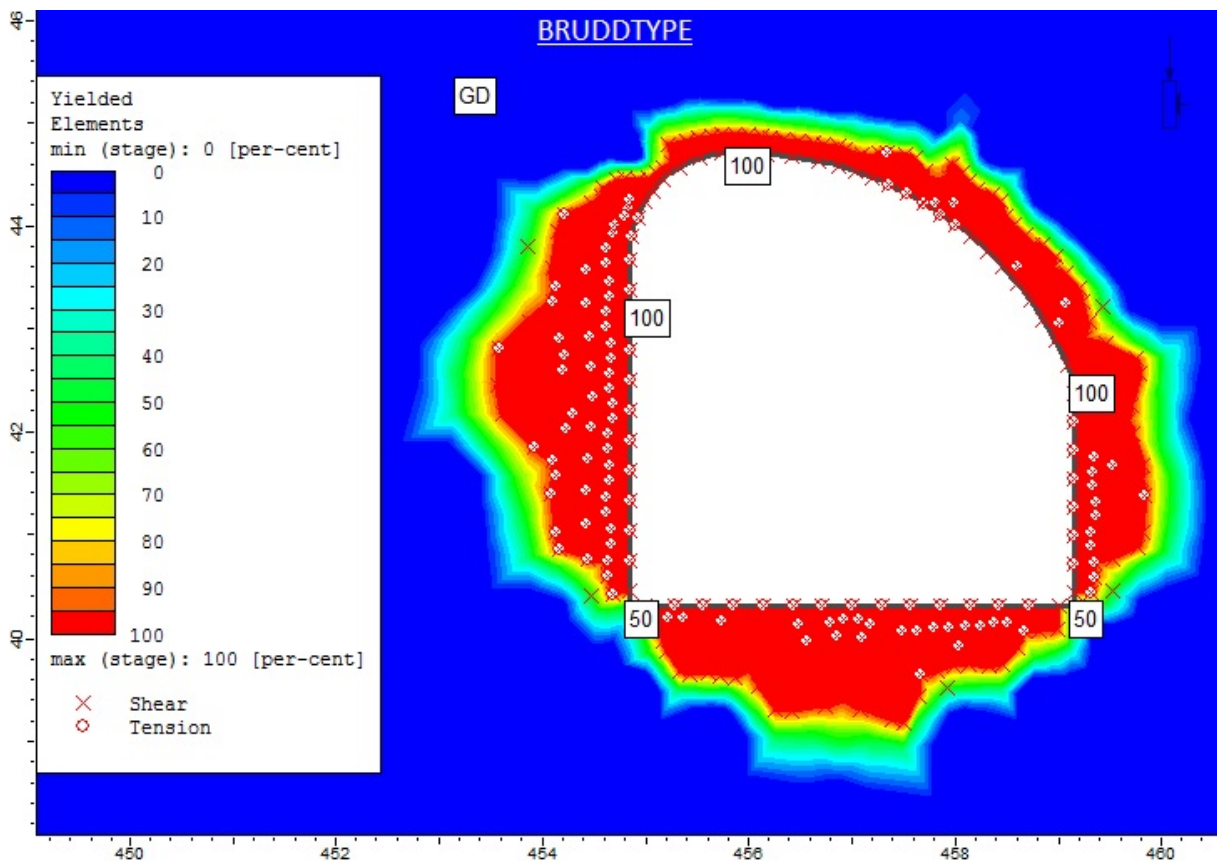
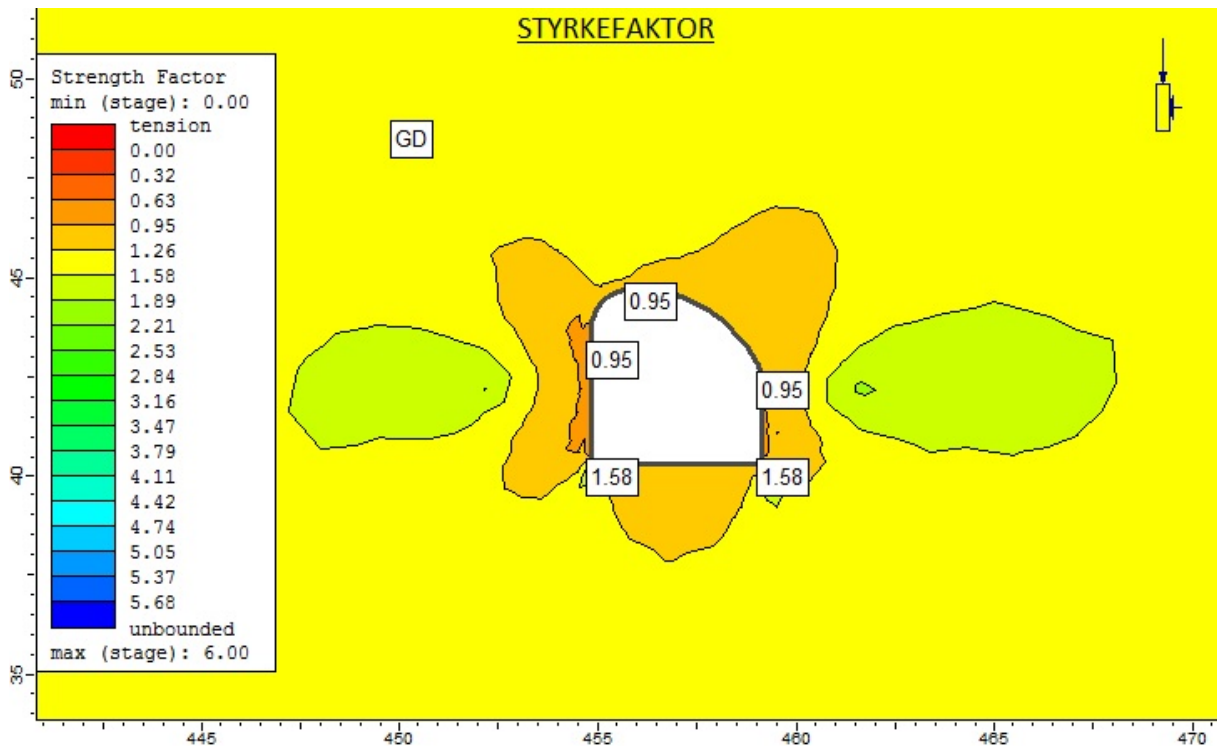




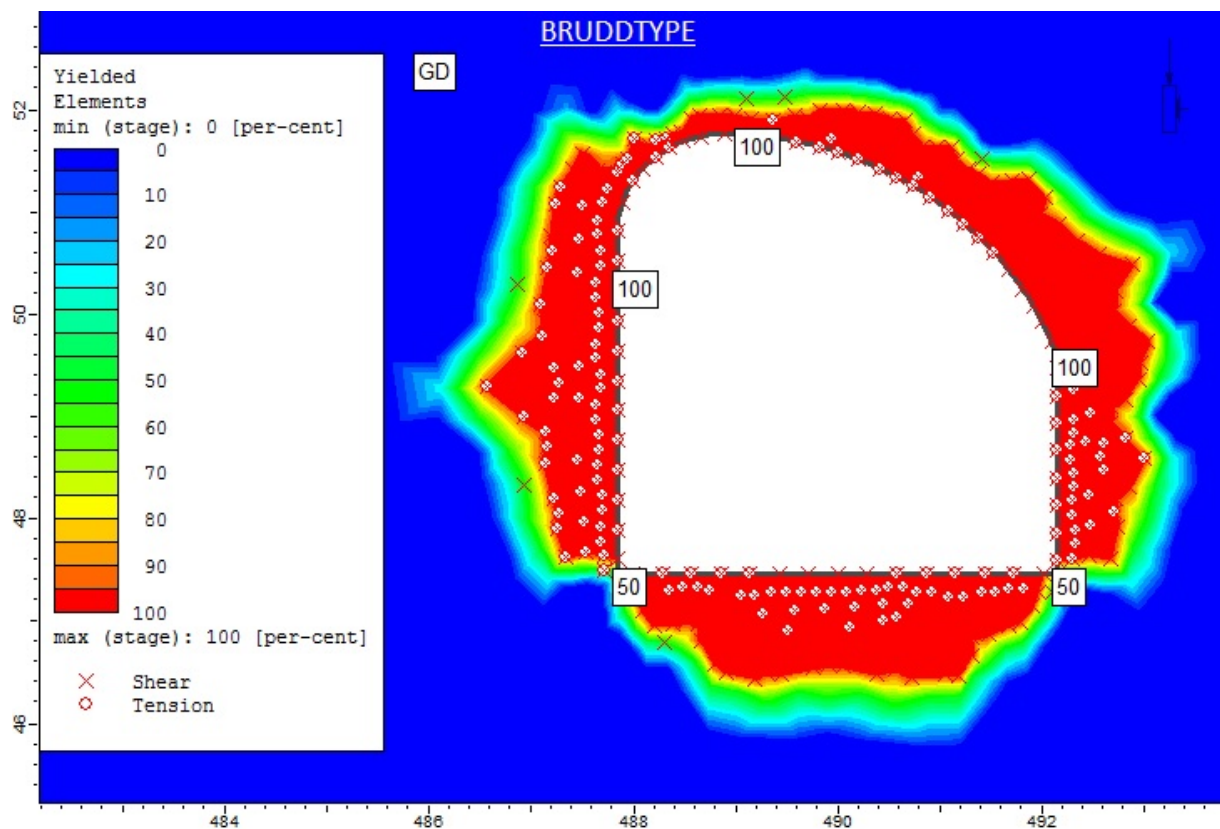
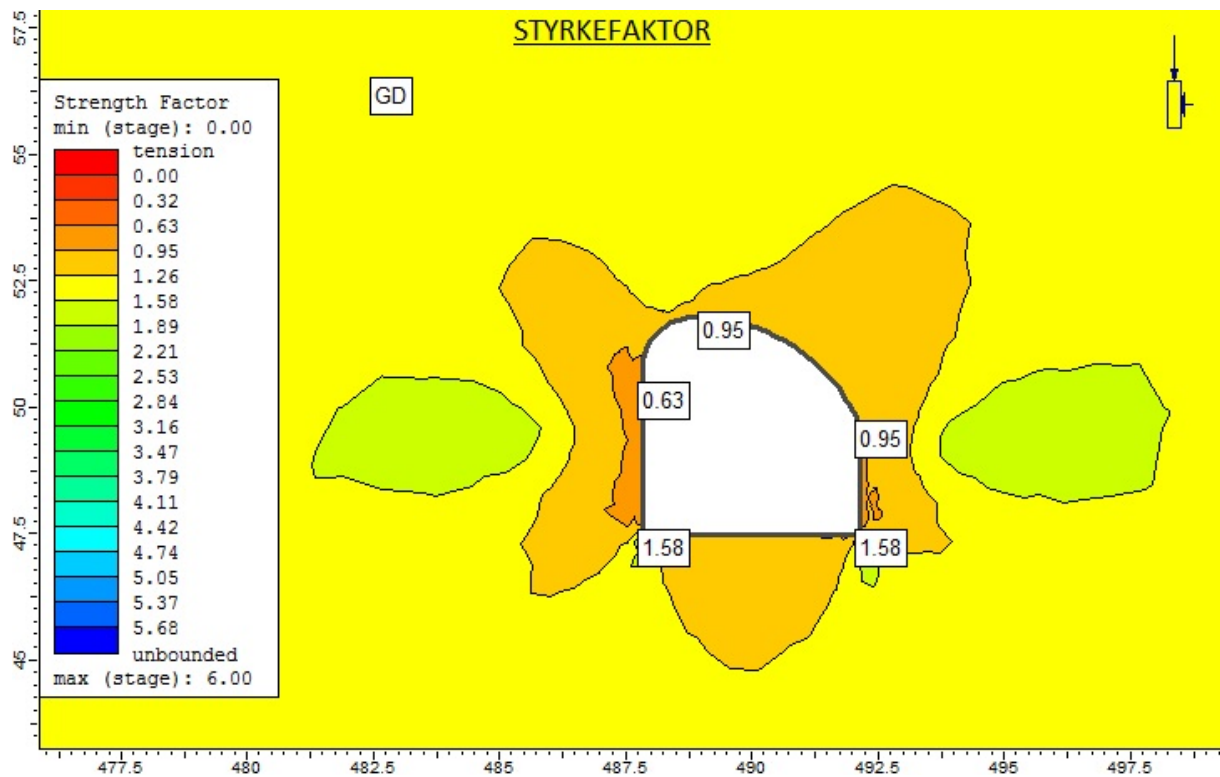


## E.2.6 Tverrsnitt 550





## E.2.7 Tverrsnitt 600



## E.2.8 Tverrsnitt 650

