

Joakim Kvelland Berntsen

# Analyse av ingeniørgeologiske problemstillinger knyttet til drivingen av to vertikale ventilasjonssjakter med sjaktsynking på Kvitsøy i forbindelse med Rogfast-prosjektet

Masteroppgave i geologi

Veileder: Eivind Grøv

Mai 2021





Joakim Kvelland Berntsen

# **Analyse av ingeniørgeologiske problemstillinger knyttet til drivingen av to vertikale ventilasjonssjakter med sjaktsynking på Kvitsøy i forbindelse med Rogfast-prosjektet**

Masteroppgave i geologi  
Veileder: Eivind Grøv  
Mai 2021

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Fakultet for ingeniørvitenskap  
Institutt for geovitenskap og petroleum



Norwegian University of  
Science and Technology





## Ingeniørgeologi Masteroppgave 60p

**Studentens navn:** Joakim Kvelland Berntsen

**Studieretning:** Miljø- og geoteknologi, ingeniørgeologi

**Tittel:** Analyse av ingeniørgeologiske problemstillinger knyttet til drivingen av to vertikale ventilasjonssjakter med sjaktsynking på Kvitsøy i forbindelse med Rogfast-prosjektet.

**Faglærer:** Prof. II Eivind Grøv

**Samarbeidspartner, bedrift el.l:** Statens vegvesen

**Utfyllende tekst for oppgaven:** Som et ledd i utbyggingen av E39 Rogfast var planen at SVV skulle bygge to vertikale sjakter i et omfattende ventilasjonssystem under Kvitsøy. Sjaktene var planlagt bygget etter prinsippet for sjaktsynking med boring og sprengning ovenfra og nedover. Hovedfokuset for oppgaven vil ligge på de to ventilasjonssjaktene, som hver har en planlagt lengde på ca. 250 meter og en diameter på 10 meter, og ligger under havoverflatene i nært hele lengden. Sjaktsynking av denne størrelsesordenen er en metode som ikke tidligere er benyttet i Norge.

Oppgaven skal belyse følgende:

- \* Kandidaten skal søke gjennom relevant litteratur for å etablere et teoretisk og empirisk grunnlag knyttet til drivemetoden sjaktsynking. Litteraturstudiet skal belyse erfarte utfordringer knyttet til drivemetoden, med hovedfokus på håndtering av vanninnlekkasje og stabilitet.
- \* Utførelse av feltarbeid på Kvitsøy med fokus på å vurdere stabilitetsrelevante forhold i nærheten av sjaktenes plassering. Dette innebærer bestemmelse av bergmassekvalitet (Q-verdi og GSI), oppsprekking, svakhetssoner og andre forhold av betydning.
- \* Utførelse av laboratorieanalyser av innsamlede borkjerneprøver fra området rundt sjaktene, med hovedfokus på bestemmelse av inngangsparametere (UCS, E-modul, Poissons ratio) til numerisk analyse.
- \* En numerisk analyse av sjaktene med fokus på mulige bergtrykksproblemer.

Avslutningsvis skal det foretas en vurdering av potensielle problemstillinger knyttet til sjaktstabilitet og vanninnlekkasje, samt

forslag på tiltak for vann- og bergsikring som kan være aktuelle for å redusere risikoen.

Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Statens vegvesen, med Sveinung Brude som kontaktperson og ekstern veileder.

**Innleveringsfrist:** 14. mai 2021

**Grøv Eivind**  
Faglærer

Digitally signed by Grøv Eivind  
DN: cn=Grøv Eivind  
Date: 2021.05.04 07:17:30 +02'00'

---

---

# Sammendrag

I forbindelse med Rogfast-prosjektet skal det bygges to vertikale ventilasjonssjakter på Kvitsøy. Da denne oppgaven ble utformet var planen at sjaktene skulle drives med metoden sjaktsynking, som er en drivemetode som er lite utbredt i Norge. Sjaktene vil ha en lengde på ca. 250 meter, og en diameter på 10 meter. Denne masteroppgaven tar for seg en vurdering av potensielle problemstillinger knyttet til sjaktstabilitet og vanninnlekkasje, samt forslag på tiltak for vann- og bergsikring som kan være aktuelle for å redusere risikoen.

Det har blitt gjennomført en litteraturstudie for å etablere et teoretisk og empirisk grunnlag knyttet til drivemetoden sjaktsynking. I dette litteraturstudiet ble geologiske forhold som påvirker stabiliteten under sjaktsynking og hovedtyper av stabilitetsproblemer belyst. I tillegg ble det sett på erfarte utfordringer knyttet til sjaktsynking fra tidligere norske og internasjonale prosjekter.

Tidligere geologiske feltarbeider på Kvitsøy i forbindelse med Rogfast-prosjektet har blitt gjennomgått kort. I tillegg har det blitt utført egen ingeniørgeologisk feltkartlegging på Kvitsøy. Kartleggingen innebar klassifisering av bergmassen (Q-verdi, GSI), samt måletaking av sprekke- og kjerneprøver fra borehull i nærheten av den planlagte plasseringen til sjaktene har også blitt hentet ut. På disse kjerneprøvene har det blitt foretatt laboratorieundersøkelser for å tallfeste Kvitsøy-bergmassen sine egenskaper (UCS, E-modul, Poissons forholdstall, friksjonsvinkel). Det har også blitt gjennomført en numerisk analyse med fokus på bergtrykksproblemer rundt de to ventilasjonssjaktene ved forskjellige dyp.

Avslutningsvis diskuteres og drøftes resultatene fra de foregående analysene. Resultatene fra de forskjellige analysene viser at bergmasseforholdene på Kvitsøy er relativt gode, men at det finnes enkelte problemstillinger som kan dukke opp under drivingen av sjaktene. Det mest reelle stabilitetsproblemet er knyttet til utfall av masser fra sjaktveggene. I tillegg er muligheten tilstede for at svakhetssoner eller partier med vanninnlekkasje kan treffe sjaktene.



---

# Abstract

In connection with the Rogfast-project, two vertical ventilation shafts will be built on Kvitsøy. When this master's thesis was started, the plan was for the shafts to be excavated using the shaft sinking method, which is a method that is rarely used in Norway. The shafts will have a length of approximately 250 meters, with a diameter of about 10 meters. This master's thesis deals with an assessment of potential issues related to shaft stability and water inflow.

A literature study has been carried out to establish a theoretical and empirical basis related to shaft sinking. This literature study has looked at geological conditions that affects the stability during shaft sinking, as well as the main types of stability problems related to this excavation method. Previous experienced challenges related to shaft sinking from both Norwegian and international projects have also been studied.

An engineering geological field survey has been carried out on Kvitsøy. This field survey consisted of classifying the rock mass with both the Q-system and GSI, as well as measurements of fractures (strike/dip). Core samples from boreholes drilled near the location of the planned shafts were also retrieved. Laboratory tests have been performed on these core samples to quantify the properties of the Kvitsøy rock mass (UCS, E-modulus, Poisson's ratio, friction angle). A numerical analysis has also been carried out with a focus on deformation problems around the two ventilation shafts at different depths.

Finally, the results from the previous mentioned investigations are discussed. The results from the various investigations shows that the rock mass conditions on Kvitsøy are relatively good, but that there are some issues that may arise during the excavation of the shafts. One of these issues is related to the stability of unstable rock fall from the shaft walls.





---

# Forord

Denne masteroppgaven er utført ved Institutt for geovitenskap og petroleum ved Norges teknisk-naturvitenskapelig universitet i Trondheim. Hovedveileder for oppgaven har vært professor Eivind Grøv. Det rettes en stor takk til vedkommende for hjelp ved valg av oppgave, samt god faglig støtte og veiledning underveis.

Masteroppgaven er utført i samarbeid med Statens vegvesen region vest, hvor byggeleder Sveinung Brude har bistått som kontaktperson og medveileder. Jeg vil rette en takk til Sveinung og hans kollega; overingeniør Gudmund Lunden for faglig hjelp over e-post. Det takkes også for god mottagelse og omvisning ved besøket på Rogfast-prosjektet i februar 2019. En takk rettes også til Statens vegvesen, som har bistått økonomisk med oppgaven, samt utlevert kjerneprøve-materiale for testing i laboratorium.

Under laboratoriearbeidet knyttet til oppgaven har overingeniør Jon Runar Drotningshaug ved NTNUs bergmekaniske laboratorium vært svært hjelpsom. En stor takk rettes til vedkommende for preparering av kjerneprøver før testing og utførelse av enaksial trykkfasthettest. En takk rettes også til førsteamanuensis Nghia Trihn ved NTNU/SINTEF, for god veiledning ved konstruksjonen av den numeriske modellen over ventilasjonssjaktene.

Arbeidet med masteroppgaven har vært preget av flere utsettelse og permisjon på grunn av sykdom, og har derfor tatt lengre tid enn normalt. Jeg vil rette en takk til fakultetsadministrasjonen ved IV-fakultetet for studieveiledning og forståelse underveis.

Joakim Kvelland Berntsen

Oslo, 14. mai 2021



# Innholdsfortegnelse

<b>Sammendrag</b>	<b>i</b>
<b>Abstract</b>	<b>iii</b>
<b>Forord</b>	<b>v</b>
<b>Innholdsfortegnelse</b>	<b>ix</b>
<b>Tabelliste</b>	<b>xii</b>
<b>Figurliste</b>	<b>xvi</b>
<b>1 Innledning</b>	<b>1</b>
1.1 Bakgrunn og mål for oppgaven . . . . .	1
1.2 Fremgangsmetode . . . . .	2
1.3 Grunnlagsmateriale . . . . .	2
<b>2 Litteraturstudiet</b>	<b>5</b>
2.1 Innledning . . . . .	5
2.2 Sjaktsynking som drivemetode . . . . .	5
2.2.1 Kort om sjaktsynking . . . . .	5
2.2.2 Geologiske forhold som påvirker stabiliteten under sjaktsynking . . . . .	6
2.2.3 Hovedtyper av stabilitetsproblemer ved sjaktsynking . . . . .	14
2.3 Erfarte utfordringer knyttet til sjaktsynking fra tidligere prosjekter . . . . .	18
2.3.1 Norske prosjekter . . . . .	18
2.3.2 Internasjonale prosjekter . . . . .	21
<b>3 Rogfast-prosjektet</b>	<b>27</b>
3.1 Introduksjon til prosjektet . . . . .	27
3.2 Regionalgeologi for Rogfast-området . . . . .	29
3.3 Ingeniørgeologiske forhold på Kvitsøy . . . . .	31
3.3.1 Bergartsfordeling og bergmassekvalitet . . . . .	32
3.3.2 Topografi og løsmassefordeling . . . . .	33
3.3.3 Bergmassens oppsprekking og svakhetssoner . . . . .	34
3.3.4 Spenningsforhold . . . . .	37

---

3.3.5	Vannforhold . . . . .	39
3.4	Kort om ventilasjonssjaktene på Kvitsøy . . . . .	39
<b>4</b>	<b>Feltarbeid</b>	<b>43</b>
4.1	Ingeniørgeologisk kartlegging på Kvitsøy . . . . .	43
4.2	Klassifisering av bergmassen . . . . .	45
4.2.1	Q-verdi . . . . .	54
4.2.2	GSI . . . . .	56
4.2.3	JCS . . . . .	58
4.2.4	JRC . . . . .	60
4.3	Sprekkemålinger . . . . .	63
4.4	Svakhetssoner . . . . .	68
4.5	Kjerneprøveinnsamling . . . . .	70
<b>5</b>	<b>Laboratorieundersøkelser</b>	<b>73</b>
5.1	Om kjerneprøvene . . . . .	73
5.2	Tilt-test . . . . .	75
5.3	UCS-test . . . . .	79
<b>6</b>	<b>Numerisk analyse</b>	<b>83</b>
6.1	Teoretiske betraktninger knyttet til <i>FEM</i> -programmet <i>RS2</i> . . . . .	84
6.2	Det generaliserte Hoek-Brown bruddkriteriet . . . . .	87
6.3	Inngangsparametere . . . . .	89
6.3.1	In-situ bergspenninger . . . . .	89
6.3.2	Bergmassens styrke og mekaniske egenskaper . . . . .	90
6.3.3	Residualverdier . . . . .	91
6.3.4	Oppsummering av inngangsparametere . . . . .	92
6.4	Oppsett av modell . . . . .	92
6.5	Resultater fra numerisk analyse . . . . .	94
6.5.1	Uten bergsikring . . . . .	94
6.5.2	Med bergsikring . . . . .	98
6.5.3	Med forsinket bergsikring («Load splitting») . . . . .	101
6.5.4	Sjaktens påvirkning på hverandre . . . . .	103
6.5.5	Parameterstudie . . . . .	103
6.5.6	Ved ugunstige bergforhold, en mer konservativ modell . . . . .	107
<b>7</b>	<b>Diskusjon</b>	<b>111</b>
7.1	Sammendrag og drøfting av resultatene . . . . .	111
7.1.1	Litteraturstudiet . . . . .	111
7.1.2	Feltkartleggingen på Kvitsøy . . . . .	113
7.1.3	Laboratoriumundersøkelsene og numerisk modellering . . . . .	114
7.2	Potensielle problemstillinger og forslag til risikoreduserende tiltak . . . . .	116
7.2.1	Generelle stabilitetsproblemer . . . . .	116
7.2.2	Vanninnlekkasje . . . . .	118
7.2.3	Kort oppsummering av risikoreduserende tiltak . . . . .	118
<b>8</b>	<b>Konklusjon</b>	<b>121</b>

---

---

<b>Litteraturliste</b>	<b>123</b>
<b>Vedlegg</b>	<b>129</b>
<b>A Geologisk oversiktstegning, Boknafjordtunnelen</b>	<b>130</b>
<b>B Plan- og profiltegning hovedtunnel, Kvitsøy</b>	<b>132</b>
<b>C Plan- og profiltegning rundkjøring, Kvitsøy</b>	<b>134</b>
<b>D Vanntapsmåling - Lugeon - BH-03-2016</b>	<b>136</b>
<b>E Vanntapsmåling - Lugeon - BH-04-2016</b>	<b>138</b>
<b>F Tabeller for estimering av parameterverdier til Q-systemet</b>	<b>140</b>
<b>G Bergsikringsdiagram for Q-systemet</b>	<b>142</b>
<b>H Sikringskategorier for Q-systemet</b>	<b>144</b>
<b>I Estimering av UCS/JCS basert på Schmidt-hardhet</b>	<b>146</b>
<b>J Schmidthammer-resultater</b>	<b>148</b>
<b>K Diagram for estimering av JRC</b>	<b>150</b>
<b>L UCS-testing av kjerneprøver fra BH-03-2016 og BH-04-2016</b>	<b>152</b>



# Tabelliste

1.1	Oversikt over benyttet grunnlagsmateriale. . . . .	3
3.1	Tektonostratigrafisk oversikt over enhetene som befinner seg i nærheten av Rogfast-tunnelen. Oversikten er opprinnelig laget av NGU (Saintot og Solli, 2011) og videreutviklet av SINTEF (Holmøy et al., 2012). Informasjon fra Solli og Nordgulen (2014) er også lagt med. . . . .	30
3.2	Q-verdi fra flere kartlegginger på Kvitsøy. For oversikt over borehullene Multiconsult logget Q'-verdi fra se figur 4.19, samt Norconsults plantegninger i vedlegg B og C. . . . .	33
3.3	Oversikt over bergspenningsmålinger utført på Kvitsøy av SINTEF høsten 2016 (Larsen og Hagen, 2016). . . . .	38
4.1	Oversikt over Q-verdi og relevante parametere. . . . .	55
4.2	Oversikt over GSI-verdier ved hver lokalitet. . . . .	58
4.3	Oversikt over estimert JCS-verdi ved lokalitet 2, 5 og 7. . . . .	59
4.4	Oversikt over estimert JRC-verdi ved lokalitet 2, 5 og 7. . . . .	61
5.1	Oversikt over grunnleggende data for kjerneprøvene fra BH-03-2016 og BH-04-2016. . . . .	74
5.2	Oversikt over tiltvinklene ( $\beta$ ) fra tilt-testingen. . . . .	77
5.3	Basis friksjonsvinkel ( $\phi_b$ ) for borehull BH-03-2016 og BH-04-2016. . . . .	78
5.4	Gjennomsnittsverdier for $r$ og $R$ , Kvitsøy. . . . .	78
5.5	Oversikt over resultatene fra UCS-testing. . . . .	80
6.1	Oversikt over valg av in-situ bergspenninger. . . . .	89
6.2	Oversikt over samtlige inngangsparametere benyttet i den numeriske analysen. In-situ bergspenningsverdier i parentes indikerer spenninger ved 200 meters dyp. . . . .	92
6.3	Oversikt over egenskapene til valgt sikring. Basert på verdier fra Eurocode Applied (2019) og Vik Ørsta (2019). Standardverdier fra RS2 er benyttet for boltmodulus og de residuale egenskapene, da disse ikke defineres i nevnte kilder. . . . .	99
6.4	Oversikt over resultatene fra parameterstudiet av varierende horisontalspenninger. . . . .	104
6.5	Oversikt over resultatene fra parameterstudiet over varierende UCS-verdier. . . . .	105
6.6	Oversikt over resultatene fra parameterstudiet over varierende elastisitetsmodul. $E_i$ indikerer elastisitetsmodulen som er benyttet tidligere i den numeriske analysen. . . . .	106

---

6.7 Oversikt over resultatene fra parameterstudiet over varierende GSI-verdier. . . . 106



# Figurliste

2.1	Oversikt over retning og størrelse på målte horisontalspenninger i Norge (Myrvang, 2001). . . . .	10
2.2	<b>(a)</b> Enkel skisse av hovedspenningsretningene i en dal/fjord (Myrvang, 2001). <b>(b)</b> Numerisk analyse av spenningsfordelingen langs en dalside (Nilsen, 2016). . . . .	11
2.3	<b>(a)</b> Fordeling av tangentialspenninger rundt en sirkulær åpning gitt isostatisk spenningsforhold (Nilsen, 2016). <b>(b)</b> Fordeling av tangentialspenninger rundt en sirkulær åpning gitt ulike spenningsforhold (Nilsen, 2016). . . . .	13
2.4	Prinsippskisse av hvordan grunnvannet beveger seg gjennom en oppsprukken bergmasse og inn i en tunnel (Cesano, 2001). . . . .	15
2.5	Forekomst av bergslag/sprak ved ulik orientering av største trykkspenning (Myrvang, 2001). . . . .	16
2.6	Eksempel på utfall av masser i sjakt grunnet avskjærende sprekkese. . . . .	17
2.7	Horisontalsnitt av hhv. Hovedsjakt V og Synk 17 Ø. Sjaktene er ikke i skala. (Berge, 1964). . . . .	20
2.8	Oversiktstegning over sjaktene på Platreef-prosjektet (IvanhoeMines, 2020). . . . .	22
2.9	Vertikalsnitt av sjakt som viser dimensjonert sikring. Ikke i skala. (Cooper et al., 2017). . . . .	23
2.10	Til venstre: vertikalsnitt som viser hovedsjakten og Longos-åren. Til høyre: injeksjonsskjerm benyttet for å tette berggrunnen under sjaktbunnen. Ikke i skala. (Ayugat et al., 1998). . . . .	25
3.1	Lengde- og dybdekart for Rogfast-prosjektet (Statens vegvesen, 2021a). . . . .	28
3.2	Geologisk kart over området mellom Randaberg og Bokn (Solli og Nordgulen, 2014). Rogfast sin trasélinje er markert med blå strek. . . . .	29
3.3	To mulige geologiske profiler over området mellom Kvitsøy og Randaberg (Sainot og Solli, 2011). Som det fremgår av figuren gir den store usikkerheten knyttet til bergartsgrenser og tykkelse på dekkene opphav til svært ulike profiler. . . . .	31
3.4	NGUs berggrunnskart over Kvitsøy (Berggrunn N50). Hentet fra NGU (2019). . . . .	32
3.5	NGU sitt løsmassekart over Kvitsøy, modifisert av Norconsult (Dammyr et al., 2020). . . . .	34
3.6	Sprekkedata fra Kvitsøy illustrert i sprekkeroser fra hhv. Gjerde (2002), Rønning et al. (2006) og Holmøy et al. (2012). Sprekkerosene med data fra Rønning et al. (2006) er tegnet av Norconsult og presentert i Dammyr et al. (2018). . . . .	35

3.7	Spenningsplott av målinger fra borehullene på Kvitsøy. Data hentet fra Larsen og Hagen (2016). . . . .	38
3.8	Oversikt over sjaktenes plassering på Krossøy. Modifisert etter Dammyr et al. (2018) . . . . .	40
3.9	Prinsipp for sonderboring og forinjeksjon i sjaktene. Figuren er hentet fra tegning 02-V32-016 under Vedlegg A i Dammyr et al. (2018). . . . .	41
4.1	Oversiktskart over lokalitetene på Krossøy, Kvitsøy. Kart hentet fra Kartverket (2019). . . . .	44
4.2	Lokalitet 1, grønnskifer. Tydelig skifrig foliasjon med tilnærmet retning nord. Det vertikale sprekkesettet kan også observeres. Foldestrukturer markert med rød striplet linje. Bildet er tatt mot vest. . . . .	45
4.3	Lokalitet 2, grønnskifer. Viser tydelig skifrihet og flere sprekkeseett. Stedvis oppknust/overflateforvitret, vises godt til høyre i nederste bilde. Bildene er tatt mot vest-nordvest. . . . .	48
4.4	Lokalitet 3, grønnskifer/grønnstein. Mindre tydelig foliasjon, flere sprekkeseett. Øvre bilde er tatt mot øst-nordøst, nedre bilde er tatt mot nord. . . . .	49
4.5	<b>(a)</b> Lokalitet 4, grønnskifer/grønnstein. Bildet er tatt mot øst. <b>(b)</b> Kvartsårer opptrer stedvis langs hele lokaliteten. . . . .	50
4.6	Lokalitet 5, grønnstein. <b>(a)</b> Viser en mer massiv grønnstein uten tydelig foliasjon og med flere tilfeldige sprekker. Bildet er tatt nede ved veiskjæringen rundt påhugget, retning vest-sørvest. <b>(b)</b> Mer foliert grønnstein, viser to tydelige sprekkeseett. Bildet er tatt oppe ved påhugget, retning øst. . . . .	51
4.7	Lokalitet 6, grønnstein. <b>(a)</b> Oversikt over lokalitet 6, sett mot nord. <b>(b)</b> Putelavastrukturer i grønnsteinen. Bildet er tatt mot nord. . . . .	52
4.8	Lokalitet 7, grønnstein. <b>(a)</b> Oversikt over lokalitet 7, utsprenget veiskjæring med en relativt fersk grønnstein uten mye forvitring. <b>(b)</b> Kvartsårer i grønnsteinen. . . . .	53
4.9	Diagram til bruk ved klassifisering av GSI (Hoek og Marinos, 2000). Estimert område for GSI-verdi ved hver lokalitet er markert. . . . .	57
4.10	Retningslinjer for valg av JRC-verdi basert på sprekkestype, $J_r$ og in-situ blokkstørrelse (Barton, 1988). . . . .	62
4.11	Sprekkerose og stereonett med polplott over samtlige målinger gjort på Kvitsøy. $n=82$ . . . . .	64
4.12	Sprekkerose og stereonett med polplott for lokalitet 1. I sprekkerosen er indre ring lik 1 og ytre ring lik 5. $n=12$ . . . . .	65
4.13	Sprekkerose og stereonett med polplott for lokalitet 2. I sprekkerosen er indre ring lik 2 og ytre ring lik 10. $n=20$ . . . . .	65
4.14	Sprekkerose og stereonett med polplott for lokalitet 3. I sprekkerosen er indre ring lik 1 og ytre ring lik 5. $n=12$ . . . . .	66
4.15	Sprekkerose og stereonett med polplott for lokalitet 4. I sprekkerosen er indre ring lik 1 og ytre ring lik 5. $n=8$ . . . . .	66
4.16	Sprekkerose og stereonett med polplott for lokalitet 5. I sprekkerosen er indre ring lik 1 og ytre ring lik 5. $n=20$ . . . . .	67
4.17	Sprekkerose og stereonett med polplott for lokalitet 6. I sprekkerosen er indre ring lik 1 og ytre ring lik 5. $n=10$ . . . . .	67
4.18	Oversikt over mulige svakhetssoner identifisert ved flyfoto-observasjoner. Kart hentet fra Kartverket (2019). . . . .	69

4.19	Oversikt over borehullene på Kvitsøy. Borehull 1 er boret med et fall på ca. 45° og borehull 2 med et fall på ca. 74°. Retningen på borehullene er indikert med blå streker. Borehull 3 og 4 er boret vertikalt. Hentet fra Slobodinski (2016). . . . .	70
4.20	Kjerneprøver fra BH-03-2016 ved dybde 250-255 m som viser subvertikalt brudd i kombinasjon med horisontale brudd. Potensiell utglidning er markert med rød pil. Foto: Statens vegvesen. . . . .	71
4.21	Kjerneprøver fra BH-04-2016 ved dybde 239-244 m som viser mer oppsprekking. Legg merke til kombinasjonen av horisontale og subvertikale brudd. Foto: Statens vegvesen. . . . .	71
5.1	Fire kjerneprøver fra BH-04-2016 før testing. . . . .	74
5.2	Tilt-test med tre kjerner, også kjent som Stimpson-metoden. Hentet fra Alejano et al. (2018). . . . .	75
5.3	<b>(a)</b> Oppsett av Stimpson-metoden på tilt-test apparatet. <b>(b)</b> To forskjellige kjerneprøveoppsett med varierende overflatekontakt. . . . .	76
5.4	Kjerneprøve fra BH-03-2016 før testing, plassert mellom to lasthoder og med påmontert tøyningmåler. Kjerneprøven er omsluttet av en plasthylse for å hindre eventuell steinsprut ved brudd. . . . .	79
5.5	Samtlige spenning-tøyningkurver for BH-03-2016 og BH-04-2016. Mer detaljerte kurver som viser utviklingen etter brudd gis i vedlegg L. . . . .	82
6.1	Mulige postbruddtilstander for bergmasse med forskjellig kvalitet. Hentet fra Hoek (2007). . . . .	85
6.2	Sammenhengen mellom $GSI_r/GSI$ -forholdet og $GSI$ . Hentet fra Cai et al. (2007). . . . .	86
6.3	Modelloppsettet i RS2. Vestre sjakt er i denne figuren sprengt ut. . . . .	93
6.4	Spenningsfordeling for $\sigma_1$ og total deformasjon for vestre sjakt ved 50 meters dyp. Maksimal spenning lik ca. 7,1 MPa og maksimal deformasjon lik ca. 0,7 mm. . . . .	95
6.5	Spenningsfordeling ved 200 meters dyp. Overgang mellom plastisk og elastisk sone markert. . . . .	96
6.6	Spenningsfordeling for $\sigma_1$ og total deformasjon for vestre sjakt ved 200 meters dyp. Klar bruddannelse der hvor sjaktkonturen tangerer største horisontalspenning. Maksimal spenning lik ca. 24,5 MPa og maksimal deformasjon lik ca. 3,1 mm. . . . .	97
6.7	Spenningsfordeling for $\sigma_1$ og total deformasjon for vestre sjakt ved 200 meters dyp og med installert bergsikring. Redusert bruddannelse i forhold til lik modell uten sikring. Boltene og sprøytebetongen takler spenningene godt, og går ikke i brudd. Maksimal spenning lik ca. 23,8 MPa og maksimal deformasjon lik ca. 2,9 mm. . . . .	100
6.8	Spenningsfordeling for $\sigma_1$ ved hhv. umiddelbar bergsikring og forsinket bergsikring for reduserte bergforhold ved 200 meter. . . . .	102
6.9	Endring i spenningsfordeling ved utsprengning av sjakt nummer to. $\sigma_1$ -verdier i MPa er gitt i de hvite tekstboksene. . . . .	103
6.10	Spenningsfordeling for $\sigma_1$ og total deformasjon for vestre sjakt ved 200 meters dyp og ved reduserte bergforhold. Forsinkert bergsikring benyttes i modellen. Maksimal spenning lik ca. 21,8 MPa og maksimal deformasjon lik ca. 12,9 mm. . . . .	108

---

6.11	Spenningsfordeling for $\sigma_1$ og total deformasjon for vestre sjakt ved 200 meters dyp og ved reduserte bergforhold. Sikringen er dimensjonert opp til 4 meter boltelengde og 25 cm tykt sprøytebetonglag. Maksimal spenning lik ca. 20,4 MPa og maksimal deformasjon lik ca. 11,1 mm. . . . .	109
7.1	Tegning hvor sprekkesett fra feltmålinger er lagt inn for å vise potensielle sprekke-avløste blokker. . . . .	117

# Innledning

## 1.1 Bakgrunn og mål for oppgaven

I forbindelse med Rogfast-prosjektet til Statens vegvesen skal det bygges to ventilasjonssjakter på Kvitsøy i Boknafjorden. Da denne oppgaven ble utformet var planen at disse sjaktene skulle drives ved hjelp av sjaktsynking. På grunn av høye kostnader måtte prosjektet gjennom en kutt-runde samtidig som oppgaven ble skrevet, noe som fikk konsekvenser for valg av drivemetode for sjaktene. Sjaktsynking er ikke aktuelt på Rogfast-prosjektet i dag, noe som dessverre gjør denne masteroppgaven mindre relevant. Hovedfokuset i oppgaven endres derimot ikke, og vil fortsatt være knyttet til sjaktsynking.

Sjaktsynking som drivemetode er lite utbredt i Norge, og en må se tilbake til gamle gruveprosjekter fra 50- og 60-tallet for å finne eksempler på utført sjaktsynking i Norge (Riste, 2019). Ventilasjonssjaktene på Rogfast-prosjektet vil derimot være av en helt annen størrelsesorden. Sjaktene vil ha en lengde på ca. 250 meter og en diameter på 10 meter. Ventilasjonssjaktene vil ligge under havnivået langs brorparten av strekningen. utfordringer knyttet til vanninnlekkasje er derfor meget reell. Målet for denne oppgaven vil være å etablere en teoretisk og empirisk grunnlag knyttet til drivemetoden sjaktsynking, for å vurdere hvilke utfordringer ventilasjonssjaktene kan støte på. Hovedfokuset vil ligge på problemer knyttet til vanninnlekkasje og stabilitet, og eventuelle tiltak som kan benyttes for å redusere disse.

## 1.2 Fremgangsmetode

For å løse oppgaven vil det bli benyttet flere metoder. Første del av oppgaven vil ta for seg en litteraturstudie, hvor sjaktsynking som metode vil bli studert. Litteraturstudiet vil ta for seg geologiske forhold som kan påvirke stabiliteten under sjaktsynking, hovedtyper av stabilitetsproblemer samt erfarne utfordringer fra andre sjaktsynkingsprosjekter.

Det har også blitt foretatt et feltbesøk til Kvitsøy. Formålet med besøket var å få gjennomført en ingeniørgeologisk kartlegging av påhuggsområdet på Kvitsøy, med hovedfokus på å vurdere stabilitetsrelevante forhold i nærheten av sjaktens planlagte plassering. Dette innebar bestemmelse av bergmassekvalitet (Q-verdi og GSI), oppsprekking og svakhetssoner, samt bestemmelse av JCS- og JRC-verdier for beregning av skjærstyrke langs sprekkeplan. Det ble også tatt med kjerneprøver for videre testing i laboratoriet.

Resultatene fra labtestingen ble benyttet som inngangsparametere til den numeriske modellen over sjaktene. På grunn av usikkerheten knyttet til disse parameterne ble det utført et parameterstudie i modellen, for å se hvordan stabiliteten i sjaktene påvirkes ved varierende in-situ bergspenninger og bergmasseforhold.

Med bakgrunn i informasjon og resultater fra litteraturstudiet, feltkartlegging, laboratoriearbeid og den numeriske analysen vil potensielle stabilitetsproblemer og utfordringer ved vanninnlekkasje diskuteres. Mulige forebyggende tiltak vil også bli sett på og diskutert.

## 1.3 Grunnlagsmateriale

Tabell 1.1 under gir en oversikt over de viktigste kildene som har blitt benyttet som grunnlagsmateriale for å innhente informasjon om de ingeniørgeologiske forholdene rundt Kvitsøy og Rogfast-prosjektet.

**Tabell 1.1:** Oversikt over benyttet grunnlagsmateriale.**Grunnlagsmateriale knyttet til geologien rundt Kvitsøy og Rogfast-prosjektet**

<b>Dato</b>	<b>Tittel</b>	<b>Type avhandling/rapport</b>	<b>Forfatter</b>
1998 (u.d.)	<i>Geologisk kart over Norge; Berggrunnskart Haugesund - M 1:250.000</i>	Geologisk berggrunnskart	NGU (Ragnhildstveit et al.)
2002-12-12	<i>Analyse av ingeniørgeologiske forhold for Rogfast-tunnelen</i>	Prosjektoppgave NTNU	A. Gjerde
2006-11-15	<i>Geological and geophysical investigations for the ROGFAST project</i>	Rapport	NGU (Rønning et al.)
2008-01-09	<i>Rogfasttunnelen. Analyse av bergmassens borbarehet og sprengbarhet</i>	Prosjektoppgave NTNU	S. Árnason
2010-06-25	<i>Rogfast - Geologisk samlerapport</i>	Rapport	NGI (E. Grimstad)
2011-12-20	<i>Geological investigations by drill core logging for the Rogfast tunnel project</i>	Rapport	NGU (Saintot og Solli)
2012-09-14	<i>Geologisk rapport for E39 Rogfast</i>	Rapport	SINTEF (Holmøy et al.)
2014 (u.d.)	<i>Geological investigations for the ROGFAST project in the area between Kvitsøy and Bokn</i>	Rapport	NGU (Solli og Nordgulen)
2016-08-25	<i>E39 Rogfast, Kjernelogging. Presentasjon av loggdata</i>	Rapport	Multiconsult ASA (R. Ø. Slobodinski)
2016-11-03	<i>Hydraulisk splitting ved Kvitsøy og Tungenes</i>	Rapport	SINTEF (Larsen og Hagen)
2018-02-09	<i>Ingeniørgeologisk rapport for Kvitsøytunnelen og Boknafjordtunnelen midt (E02)</i>	Konkurransesgrunnlag	Norconsult AS (Dammyr et al.)
2020-11-20	<i>Ingeniørgeologisk rapport for Kvitsøytunnelen og Boknafjordtunnelen midt (E15 og E02)</i>	Konkurransesgrunnlag	Norconsult AS (Dammyr et al.)





# Litteraturstudiet

## 2.1 Innledning

Dette kapittelet vil ta for seg en litteraturstudie av drivemetoden sjaktsynking. Målet med litteraturstudiet er å etablere et teoretisk og empirisk grunnlag knyttet til sjaktsynking, med hovedfokus på potensielle stabilitets- og vanninnlekkasjerelaterte problemstillinger. Dette gjøres ved å se på geologiske forhold som påvirker stabiliteten under sjaktsynking, hovedtyper av stabilitetsproblemer ved sjaktsynking samt studere erfarte utfordringer ved tidligere sjaktsynkingsprosjekter.

## 2.2 Sjaktsynking som drivemetode

### 2.2.1 Kort om sjaktsynking

Det finnes flere metoder å bygge en sjakt på. Den mest konvensjonelle metoden i Norge i dag er å drive sjakter nedenfra og opp. Dette forutsetter at man har tilgang til bunnpunktet av sjakten ved hjelp av en eksisterende tunnel, bergrom eller lignende. Har man ikke dette må sjakten drives vertikalt (eller subvertikalt) på synk nedover. Denne drivemetoden kalles sjaktsynking, sjaktsenkning eller sjaktavsenkning. I denne oppgaven benyttes førstnevnte begrep. Hovedforskjellen mellom konvensjonell sjaktføring og sjaktsynking er, forutenom driveretningen, at

fjerning av massene som tas ut av fjellet blir mer komplisert ved sjaktsynking. Disse massene må heises opp til overflaten, i tillegg til at grunnvann som trenger inn må pumpes opp og ut. Ved sjaktsynking jobber man altså mot tyngdekraften, og regnes derfor som en mindre kostnadseffektiv drivemetode sammenlignet med konvensjonell sjakt-driving hvis man har tilgang til bunnpunktet av sjakten (Palmström og Stille, 2015).

Sjaktsynking kan prinsipielt drives på to måter: syklisk- eller kontinuerlig. Syklisk senkning skjer stegvis ved hjelp av boring og sprengning, mens kontinuerlig senkning skjer ved hjelp av en sjaktboremaskin (SBM) (Hartman, 1987). Denne oppgaven vil fokusere på sjaktsynking ved hjelp av boring og sprengning, da dette er den planlagte drivemetoden for ventilasjonssjaktene på Kvitsøy. Ved driving med denne metoden innebærer stegene i bunn og grunn boring og sprengning, rensk, utlasting av masser og bergsikring. Bergsikringen i sjakter kan bestå av blant annet bergbolter, bergbånd, fiberarmert sprøytebetong eller full betongutstøping. I tillegg kan sonderboring, kjerneboring eller seismikk benyttes før en påfølgende salve for å kartlegge bergmasseforholdene nedover. Er det forventet vanninntrengning kan forinjeksjon benyttes for å tette bergmassen.

### **2.2.2 Geologiske forhold som påvirker stabiliteten under sjaktsynking**

Ved driving av en sjakt i hardt fjell er det flere geologiske forhold som kan skape stabilitetsrelaterte komplikasjoner. Et av de primære forholdene vil være bygningsmaterialet, eller bergmassen, som sjakten drives i. Har man en god oversikt over materialeegenskapene, graden av oppsprekking samt sprekkenes orientering i bergmassen vil det være enklere å estimere stabilitetsforholdene i den planlagte sjakten. Disse egenskapene blir beskrevet nærmere i kommende kapitler, og tas derfor ikke med her. Hovedfokuset i dette delkapittelet retter seg mot andre større geologiske forhold som svakhetssoner, spenningssituasjoner i bergrom og vannforhold.

#### **Svakhetssoner**

En svakhetszone blir av Nilsen og Palmström (2000) definert som en avgrenset del av bergmassen hvor de mekaniske egenskapene er betydeligere svakere sammenlignet med omkringliggende bergmasse. En svakhetszone kan opptre i flere former, for eksempel som en forkastning,

skjærsone eller som et lag bestående av svake mineraler. Svakhetssonene deles hovedsakelig inn i to grupper, basert på hvordan de har blitt dannet (Nilsen og Palmström, 2000):

1. Tektoniske svakhetssoner – dannet som et resultat av tektoniske bevegelser over betydelig geologisk tid.
2. Svakhetssoner bestående av svake materialer – dannet som et resultat av for eksempel forvittringsprosesser eller hydrotermal aktivitet.

En tektonisk svakhetszone kan variere mye i størrelse; alt i fra et par desimeter til flere hundre meter. Graden av oppsprekking og overgangskarakter innad i sonen kan også variere, og ifølge Nilsen (2016) kan man klassifisere tektoniske svakhetssoner som enten en spaltesone eller knusningssone. En spaltesone opptrer med en klart definert tykkelse og en skarp overgang til lite oppsprukket og uforvitret sideberg. En knusningssone har derimot en mer kompleks inndeling, og består ifølge Nilsen og Palmström (2000) av tre definerte deler:

1. Sentralsonen – området hvor mesteparten av deformasjonen har funnet sted, består ofte av sterkt oppsprukket bergmasse og bergartsmel med innslag av omvandlede og nyutfelte mineraler som kloritt, epidot, kalkspat etc. (Nilsen, 2016)
2. Overgangssonen – området rundt sentralsonen hvor deformasjonen gradvis minker mot det faste sideberget
3. Omliggende sideberg – for det meste lite påvirket av den tektoniske svakhetssonen, men kan inneholde enkelte slepper og stikk som forgreiner seg ut fra sentralsonen

Det er ikke alltid gitt at en knusningssone vil følge en slik oppbygging. Utseende, materialinnhold og oppknusningsgrad kan variere betydelig, og det finnes derfor flere beskrivende undergrupper av knusningssoner. Disse vil ikke bli gjennomgått i detalj her, men det kan nevnes at disse undergruppene skiller sonene etter fragmenteringsgrad (grov/fin), leirinnhold, leirfordeling og omdanningsgrad (Nilsen, 2016).

Felles for de forskjellige typene av svakhetssoner er at de kan by på betydelige stabilitetsproblemer ved driving av sjakter. Eksempler på stabilitetsproblemer kan være utfall av bergmasse

med varierende størrelse som følge av tyngdekraften, utpressing av masser som følge av økende svelletrykk ved tilstedeværelse av svelleleire i sonen og utvasking av masser hvis sonen er vannførende (Nilsen, 2016). I tillegg kan tilstedeværelsen av svakhetssoner føre til ugunstige spenningsvariasjoner, som igjen kan lede til spenningsrelaterte problemer som bergslag eller skvising (NGI, 2015). For å forebygge slike problemer er det derfor viktig å skaffe en detaljert oversikt over svakhetssonenes karakter og omfang under de ingeniørgeologiske forundersøkelsene i et tunnelprosjekt, samt opprettholde god oppfølging under byggefasen. Ved sikring av svakhetssoner legger NGI (2015) vekt på sonens bredde, dens orientering i forhold til sjaktens lengdeakse og bergmassekvaliteten i sonen. Andre faktorer som sprekkeorientering og sprekkefyll, blokkstørrelse og mineralinnhold er også viktig å ha kjennskap til (Nilsen og Palmström, 2000).

### Spenningsfordeling i bergmassen

En bergmasse kan alltid betraktes som et spenningspåkjent medium, og vil hele tiden være påvirket av et tredimensjonalt spenningsfelt. Spenningstilstanden i bergmassen kan beskrives med de tre hovedspenningene  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  og  $\sigma_3$ . En hovedspenning defineres som en normalspenning på plan hvor skjærspenningen er lik null. I en ingeniørgeologisk sammenheng er det vanlig å betegne hovedspenningene som  $\sigma_v$  (vertikalspenningen),  $\sigma_H$  (største horisontalspenning) og  $\sigma_h$  (minste horisontalspenning).

Vertikalspenningen i en bergmasse er først og fremst knyttet til vekten av overliggende masser. Hvis en antar at bergmassen ikke utsettes for noen horisontale forskyvninger og befinner seg under en plan og horisontal overflate vil skjærspenningene i samtlige plan være lik null (Nilsen, 2016). Vertikalspenningen kan dermed bestemmes ut ifra formelen:

$$\sigma_v = \rho gh \quad (2.1)$$

hvor  $\rho$  er massetettheten til overliggende bergmasse,  $g$  er gravitasjonskonstanten og  $h$  er dybden på overdekningen. In-situ målinger av bergspenninger har vist at denne gravitative teorien har en god overensstemmelse med virkeligheten. Likevel kan vertikalspenningen enkelte ganger avvike fra dette mønsteret, og gjerne da i forbindelse med tilstedeværelse av residualspenninger

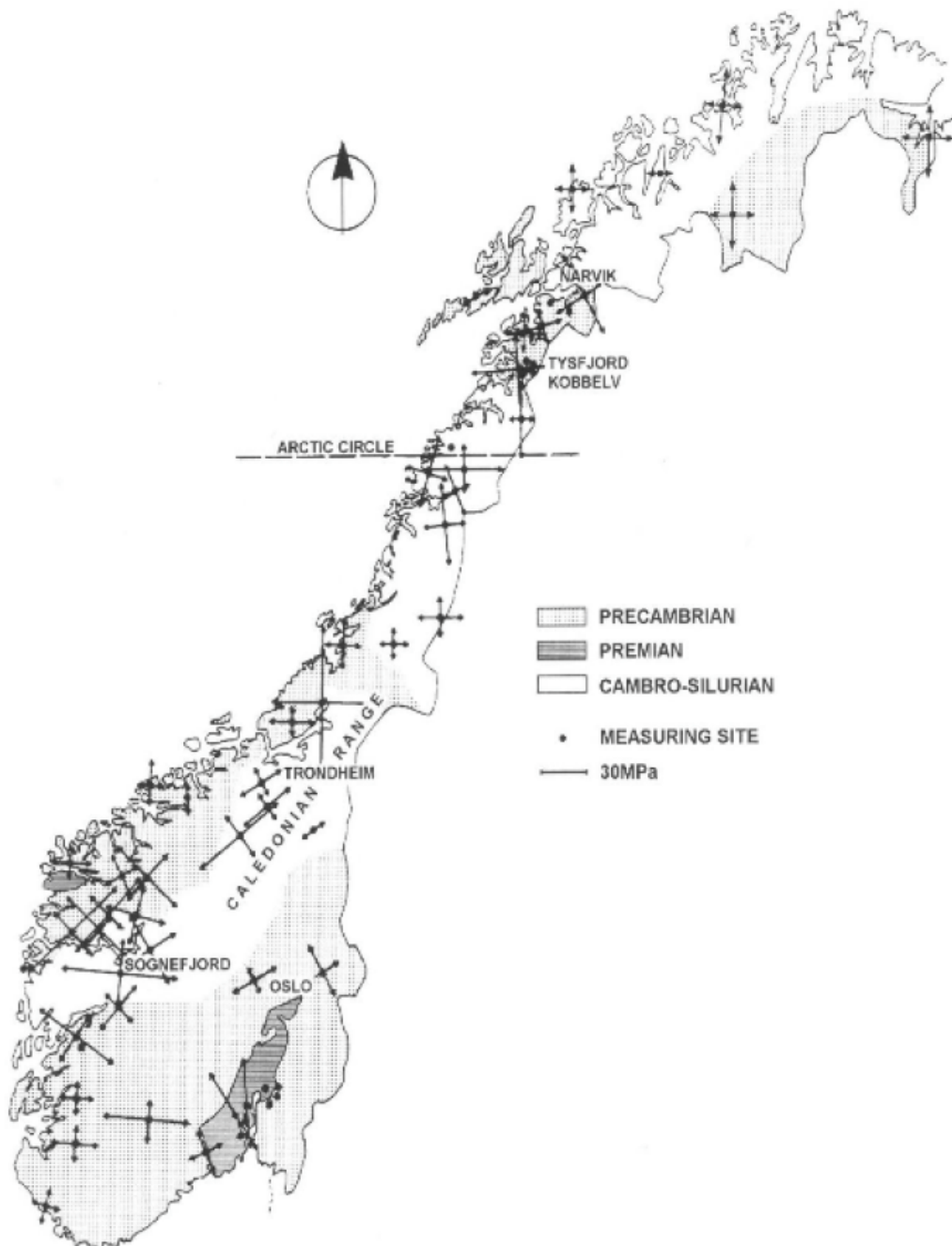
i bergmassen (Myrvang, 2001).

Horisontalspenningene kan også defineres fra et gravitativt synspunkt. Dette er fordi etter hvert som man beveger seg nedover i dypet, så vil bergmassens evne til å utvide seg horisontalt forhindres av omkringliggende masser. Som et resultat av dette induseres det ved hjelp av gravitasjonen en spenning i horisontalplanet. Denne spenningen er definert ved formelen:

$$\sigma_H = \sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_v \quad (2.2)$$

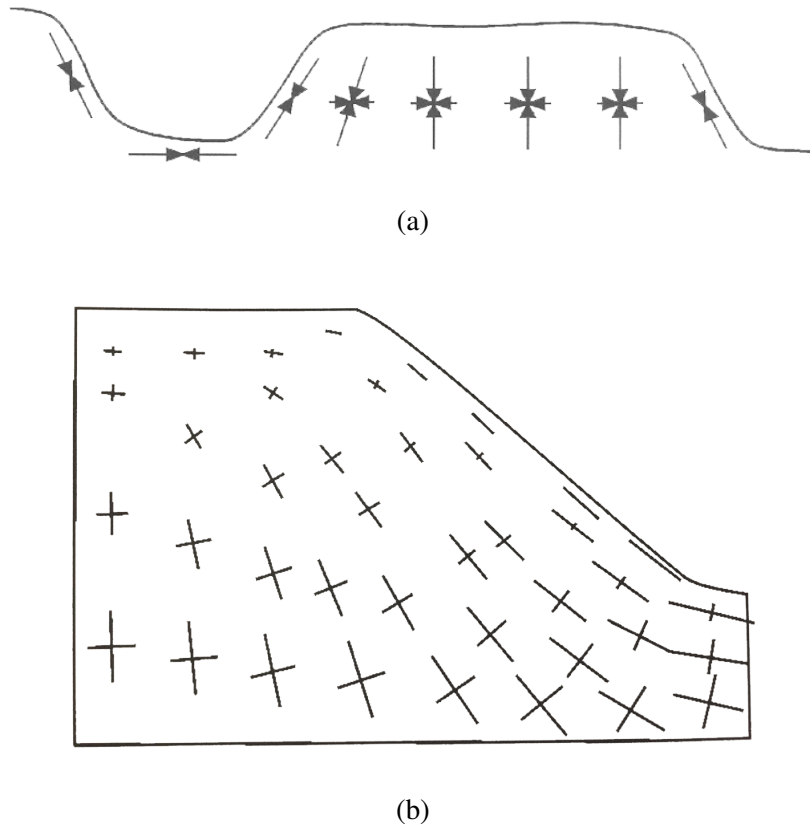
hvor  $\nu$  er Poissons forholdstall. Det viser seg derimot at målte in-situ horisontalspenninger ikke stemmer like godt overens med den gravitative teorien som de målte vertikalspenningene gjør. Horisontalspenningene overlages ofte av geologiske betingede spenninger som tektoniske spenninger og residualspenninger (Myrvang, 2001). De tektoniske spenningene har ofte sammenheng med storskala tektonikk, spesielt platetektonikk. Dette ser vi i de vestlige delene av Norge, hvor det er målt store horisontalspenninger orientert omtrent normalt på den midt-atlantiske spredningsryggen (se fig. 2.1). Residualspenninger defineres som «innlåste» spenninger og har en sammenheng med bergmassens forhistorie. Disse spenningene kan eksempelvis oppstå som et resultat av kontraksjon under bergmassens størkningsprosess eller på grunn av spenningsavlastning. Sistnevnte er ofte et resultat av hurtig erosjon av overliggende bergmasse eller betydelig isavsmelting (Nilsen, 2016). De geologiske betingede spenningene bidrar til at horisontalspenningene svært ofte er høyere enn de gravitative horisontalspenningene gitt av formel 2.2. Et varierende bidrag fra residualspenninger og tektoniske spenninger fører også til et anisotrop spenningsforhold mellom de to horisontalspenningene,  $\sigma_H$  og  $\sigma_h$ , noe som illustreres av spenningsvektorene i figur 2.1.

En annen faktor som påvirker spenningsbildet er topografien. Dette er spesielt fremtredende i Norge, som med sine mange fjorder, daler og fjell gir lite rom for plane og horisontale terrengoverflater. I slike tilfeller vil hovedspenningene omstille seg selv slik at de følger topografien. I forbindelse med daler og fjorder gir dette utslag i form av at største hovedspenning ( $\sigma_1$ ) følger terrengsiden parallelt og minste hovedspenning ( $\sigma_3$ ) orienterer seg normalt på overflaten. Den mellomste hovedspenningen ( $\sigma_2$ ) vil følge dalsiden horisontalt. Et eksempel på dette vises i figur 2.2a. Figuren illustrerer tydelig hvordan vertikalspenningene er størst langs dalsidefallet



**Figur 2.1:** Oversikt over retning og størrelse på målte horisontalspenninger i Norge (Myrvang, 2001).

og innover i dalsiden, mens horisontalspenningen når sitt maksimum i bunnen av dalen. Figur 2.2b, som gjengir resultatene av en numerisk analyse av spenningsfordelingen i en dalside, gir et godt bilde av hvordan spenningsanisotropien varierer. Figuren viser at spenningsanisotropien er størst nær overflaten, og at den avtar etter hvert som man går innover i dalsiden.



**Figur 2.2:** (a) Enkel skisse av hovedspenningsretningene i en dal/fjord (Myrvang, 2001). (b) Numerisk analyse av spenningsfordelingen langs en dalside (Nilsen, 2016).

Ved driving av en sjakt åpner man et rom i et spenningspåkjent medium. Dette vil umiddelbart forstyrre det opprinnelige spenningsfeltet i bergmassen, og det vil oppstå en spenningsomlagring. De spenningene som tidligere ble tatt opp i massene som fjernes vil overføres til de gjenværende bergmassene (Myrvang, 2001). Den nye spenningsfordelingen vil være avhengig av bergrommets geometri. En sjakt drevet med boring og sprenging vil gi en tilnærmet sirkulær åpning, noe som i et homogent og elastisk materiale vil føre til en spenningskonsentrasjon illustrert i figur 2.3a. Spenningsfordelingen viser at hele sjaktprofilen vil få induisert tangentialspenninger som er to ganger større enn utgangsspenningen. Det er viktig å være klar over at denne modellen antar isostatisk spenningsforhold ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma$ ), noe som sjelden er tilfellet på de dyp hvor tunneler og sjakter vanligvis bygges (Nilsen, 2016). En mer sofisti-

kert modell som tar hensyn til ulik størrelse på hovedspenningene er vist i figur 2.3b. Modellen tar utgangspunkt i Kirchs ligninger for å beregne variasjonen i tangentialspenningene. Resultatet viser at de største tangentialspenningene ( $\sigma_{tmax}$ ) oppstår der hvor retningen til  $\sigma_1$  tangerer tunnel/sjakt-konturen, og de minste tangentialspenningene ( $\sigma_{tmin}$ ) oppstår der hvor retningen til  $\sigma_3$  tangerer tunnel/sjakt-konturen. I tillegg viser modellen at det ved et stort  $\sigma_1/\sigma_3$ -forhold kan oppstå negative tangentialspenninger i tunnel/sjakt-konturen som tangeres av  $\sigma_3$ . Dette vil si at man får strekkspenninger i sjaktoverflaten (Nilsen, 2016).

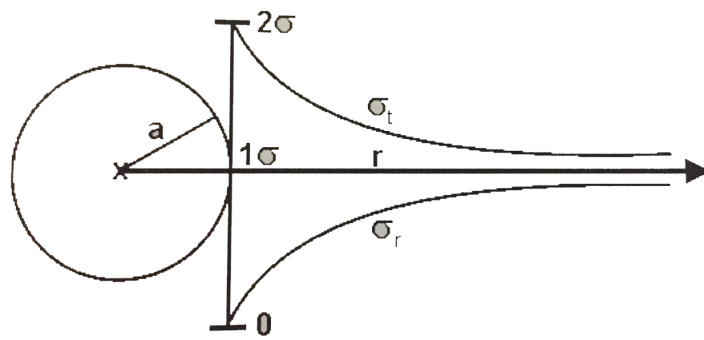
Normalt sett ønsker man en isotrop spenningsfordeling i bergmassen man driver sjakt i, slik at de induerte tangentialspenningene ikke blir for høye eller lave. Dersom de induerte tangentialspenningene blir for høye i forhold til bergmassens styrke, kan det oppstå brudd i form av bergslag. Tilsvarende kan det ved tilstrekkelige lave tangentialspenninger utvikles strekkbrudd i sjaktkonturen. Disse stabilitetsproblemene diskuteres videre i delkapittel 2.2.3.

### Vannforhold

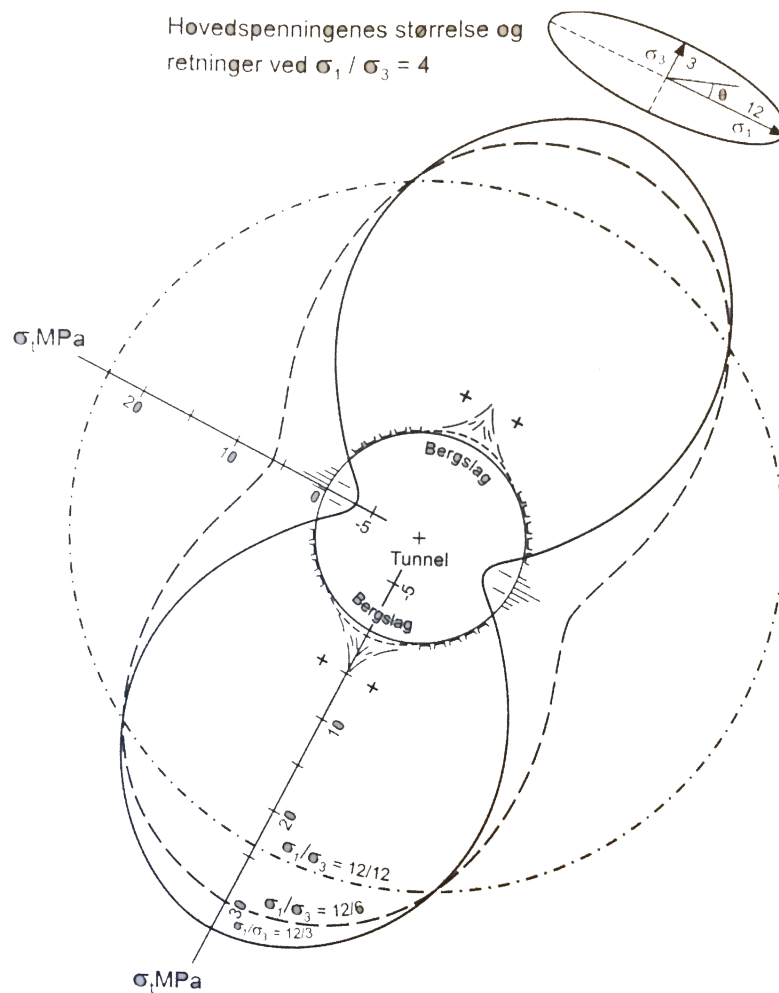
De fleste undergrunnsanlegg vil befinne seg under grunnvannsspeilet, og det er derfor vanlig å observere innlekkasjer av vann i bergrom med varierende grad. I berganlegg lokalisert nær overflaten vil vanninnstrømmingen ofte variere etter årstidene og mengden nedbør, mens dypere liggende berganlegg vil ha et mer stabilt innsig (NGI, 2015). Grunnvannet utgjør som regel det største bidraget til vannmengden under bakken, men det eksisterer også andre måter for vann å opptre i bergmassen. Nilsen (2016) lister opp fire andre alternativer til normalt grunnvann:

1. Kjemisk bundet vann i form av hydroksyl (OH)-ioner, vann (H<sub>2</sub>O)-ioner eller inklusjoner. Gips (CaSO<sub>4</sub>·2H<sub>2</sub>O) er et eksempel på et mineral som har kjemisk bundet vann til sin krystallstruktur. Slik fastbundet vann har ingen betydning i forbindelse med anlegg i berg.
2. Hygroskopisk eller absorbert vann i mineraler. Opptrer i svelleleirer som montmorillonitt. Har en vesentlig betydning i forbindelse med anlegg i berg, kan føre til utvikling av svelletrykk som igjen kan føre til stabilitetsproblemer.
3. Adsorbent eller overflatebundet vann på mineraloverflater. Liten betydning ved grovkornede bergarter, men kan føre til fuktavskalling eller adsorpsjonssvelling ved finkornede bergarter som for eksempel leirskifer.





(a)



(b)

**Figur 2.3:** (a) Fordeling av tangentialspenninger rundt en sirkulær åpning gitt isostatisk spenningsforhold (Nilsen, 2016). (b) Fordeling av tangentialspenninger rundt en sirkulær åpning gitt ulike spenningsforhold (Nilsen, 2016).

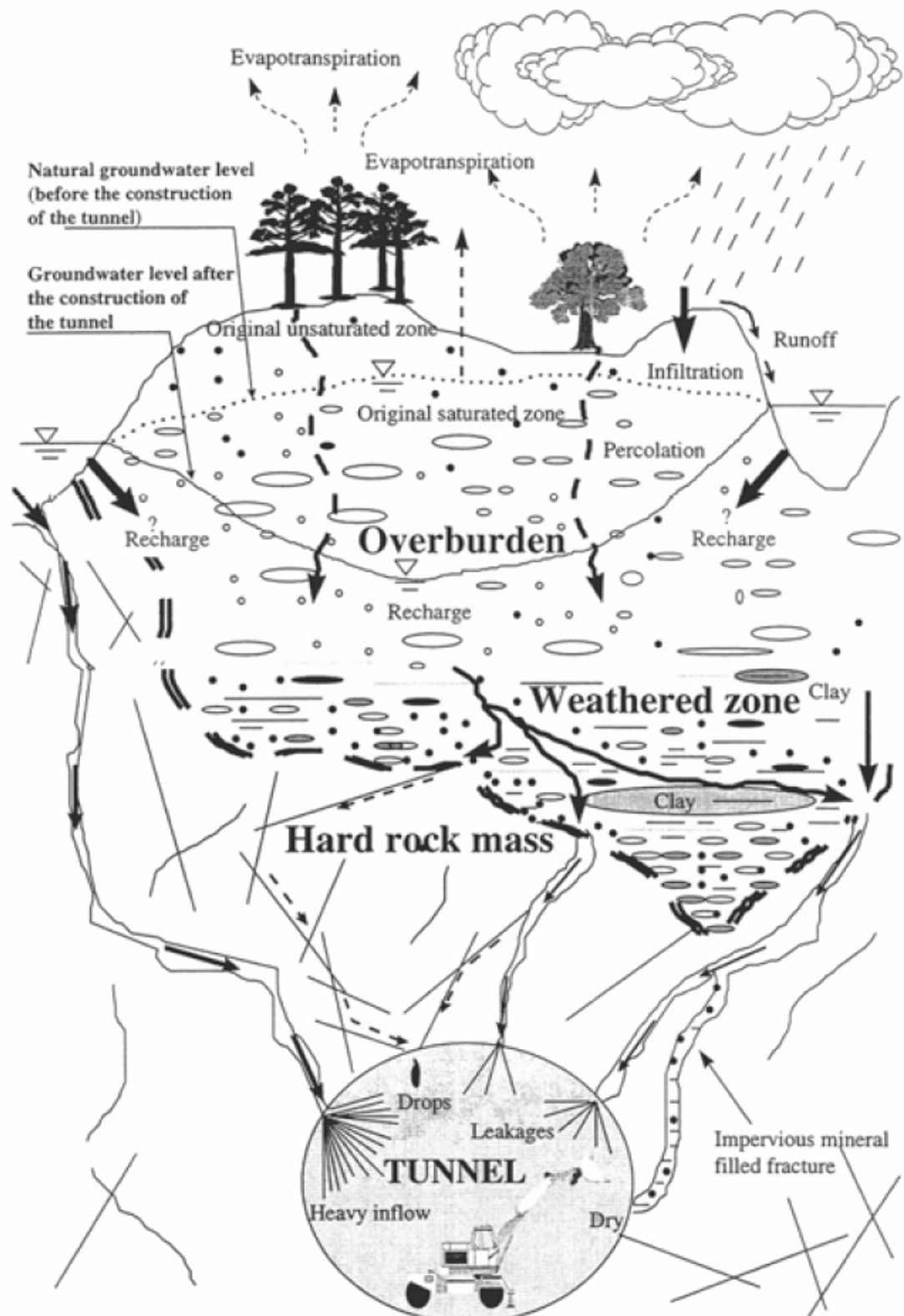
4. Kapillært vann i bergartens sprekker og porer. Ubetydelig mengder ved krystallinske bergarter og sedimentære bergarter med tett pakningsgrad. Mer porøse bergarter som unge sandsteiner eller lavabergarter kan inneholde mer betydelige mengder vann.

Det fritt bevegelige grunnvannet som befinner seg i bergmassens sprekker er som nevnt over den viktigste bidragskilden til vanninnsiget i undergrunnsanlegg. Innsig av grunnvann kan føre til vanskelige arbeidsforhold som igjen vil føre til forsinket driving av anlegget. I tillegg kan vannet bidra til utvasking av slepper og svakhetssoner samt, ved høy konsentrasjon av aggressive stoffer som svovelsyre eller kullsyre, svekke stål- og betongkonstruksjoner (Nilsen, 2016). Et høyt vanninnsig vil også påvirke grunnvannsstanden i området, som kan føre til setningsskader på bygninger o.l. på overflaten. For å forebygge slike problemer relatert til et høyt vanninnsig er det derfor viktig å være klar over hvordan grunnvannet opptrer og strømmer gjennom bergmassen. Grunnvannet inngår som en del av vannets kretsløp (se fig. 2.4), og dens strømming gjennom bergmassen vil være avhengig av porøsitet og permeabilitet. Grunnvannet kan bevege seg over betydelige distanser i bergmassen, og det er derfor viktig å ta hensyn til regionalgeologien og grunnvannets generelle strømningsmønster når man skal redegjøre for potensielle grunnvannsproblemer (Nilsen og Palmström, 2000).

I følge Dammyr et al. (2020) er vanninnlekkasje i anlegg under bakkenivå ofte knyttet til svakhetssoner (for eksempel forkastningssoner eller knusningssoner), større enkeltsprekker, gangbergarter og bergartsgrenser. Når det gjelder enkeltsprekker er det spesielt langsgående horisontale til subhorisontale sprekker som kan føre vann fra områder langt unna selve sjakten som kan by på problemer. Spesielt for Rogfast-sjaktene som er plassert i nærheten av havet kan dette by på utfordringer hvis det påvises større enkeltsprekker som frakter med seg havvann fra Boknafjorden.

### **2.2.3 Hovedtyper av stabilitetsproblemer ved sjaktsynking**

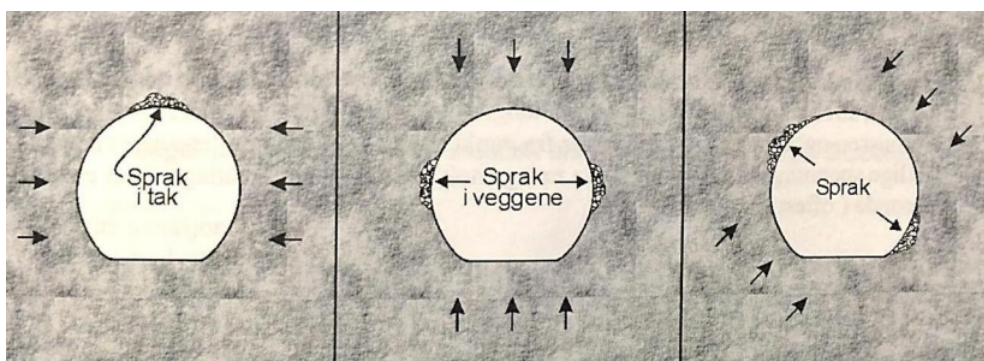
Som det fremgår av det foregående delkapittelet vil stabiliteten i en sjakt være påvirket av flere geologiske og geometriske faktorer. Disse faktorene kan føre til mange forskjellige stabilitetsproblemer med varierende alvorlighetsgrad. En presis og robust klassifisering av stabilitetspro-



**Figur 2.4:** Prinsippskisse av hvordan grunnvannet beveger seg gjennom en oppsprukken bergmasse og inn i en tunnel (Cesano, 2001).

blemer i sjakter vil være vanskelig å lage, i og med at det for hvert anleggsprosjekt vil eksistere varierende spenningsforhold, bergmassekvalitet, svakhetssoner og så videre. Basert på et erfaringsgrunnlag med hvordan stabilitetsproblemer vanligvis utarter seg i undergrunnsanlegg har Nilsen (2016) delt inn stabilitetsproblemene i fire hovedgrupper:

1. **Utfall av masser på grunn av tyngdekraften.** Dette er et stabilitetsproblem som forekommer ved lave spenninger i tunnel/sjakt-konturen. I en vanlig tunnel kan blokkfall fra heng forekomme i bergrom med lav overdekning og lav innspenning. Utfall fra svakhetssoner og fremstikkende hjørner kan også forekomme. Viktige faktorer som bestemmer omfanget av masseutfallet vil være orienteringen til sprekker, slepper og svakhetssoner samt friksjonsforholdene på disse. Vannforhold vil også medvirke, i og med at det kan bidra til en friksjonsredusering langs sprekker o.l.
2. **Avskalling i form av sprak.** Dersom de induserte tangentialspenningene i tunnel/sjakt-konturen blir for høye i forhold til bergmassens styrke, kan det oppstå brudd i form av sprak eller bergslag. Bruddannelsen vil foregå parallelt med de tangentielle trykkspenningene (fig. 2.5), og vil resultere i kraftige avskallinger hvis spenningene når et høyt nivå. Slike voldsomme avskallinger kalles bergslag. Mindre avskallinger betegnes sprak, og forekommer ved et lavere spenningsnivå. Omfanget av avskalling bestemmes altså av spenningsforholdet i bergrommet og materialstyrken til bergmassen.



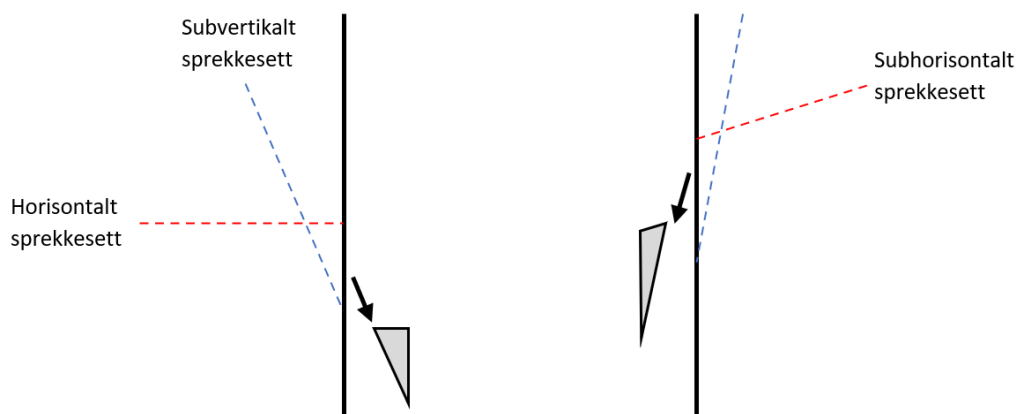
**Figur 2.5:** Forekomst av bergslag/sprak ved ulik orientering av største trykkspenning (Myrvang, 2001).

3. **Utpressing av masser.** Forekommer hovedsakelig som et resultat av utvikling av svelletrykk i svelleleire eller ved skviseberg. Førstnevnte årsak forekommer i svakhetssoner med et betydelig innhold av aktive mineraler med svelleegenskaper. Ved tilgang på vann

vil svelleleiren få en volumutvidelse som igjen vil føre til et økt svelletrykk på bergmassen rundt. Dette kan føre til utpressing av masser i form av ras o.l. Skviseberg forekommer i svake bergarter med en lav E-modul og mer plastiske egenskaper. Ved et høyt bergtrykk kan skviseberg oppleve plastisk deformasjon i form av at tak, såle og vegger presses innover. Slik deformasjon forekommer sjeldent i norske tunneler og sjakter, i og med at de fleste bergartene her til lands oppfører seg tilnærmet elastisk. Ved både svelletrykksutvikling og skviseberg er det materialeegenskapene til bergmassen, spenningssituasjonen og vannforholdet i og rundt tunnelen/sjakten som har størst innflytelse på denne typen stabilitetsproblemer.

4. **Utvasking av masser.** Forekommer i vannførende svakhetssoner eller lettsmuldrende bergarter. Avgjørende faktorer for denne type stabilitetsproblem vil være egenskapene til svakhetssonen/bergarten og vannforholdene (vanntrykk og vannmengde) rundt tunnelen/sjakten.

Selv om beskrivelsene over er gode, så er de egentlig myntet på tunneler og ikke sjakter. En sjakt er i bunn og grunn en vertikal tunnel med et sirkulært tverrsnitt, så de aktuelle stabilitetsproblemene vil være ganske like. Hovedforskjellen det er viktig å være klar over er nettopp det at sjakten har en svært stor utstrekning vertikalt, og at det derfor er flere muligheter for at blokker kan skapes i veggene og gli ut på ugunstige sprekkplan. Risikoen for dette er spesielt stor hvis det i bergmassen rundt sjakten forekommer subvertikale sprekkesett som avskjæres av horisontale til subhorisontale sprekkesett. Da kan vi få utglidning av masser slik det illustreres i figur 2.6 under.



**Figur 2.6:** Eksempel på utfall av masser i sjakt grunnet avskjærende sprekkesett.

## 2.3 Erfarte utfordringer knyttet til sjaktsynking fra tidligere prosjekter

For å danne seg et godt kunnskapsgrunnlag rundt sjaktsynking, så lønner det seg å se på tidligere prosjekter som har benyttet seg av drivemetoden. Dette delkapittelet vil ta for seg noen norske og internasjonale prosjekter som har utført sjaktsynking i fast fjell. Hovedfokuset vil ligge på hva slags utfordringer knyttet til stabilitet og vanninnlekkasje som oppsto under drivingen av sjaktene, og hvordan dette ble håndtert.

### 2.3.1 Norske prosjekter

Det finnes dessverre få prosjekter i Norge som har drevet sjaktsynking, og vi må i tillegg tilbake til 50- og 60-tallet for å finne relevante prosjekter. Kompetansen rundt drivemetoden er derfor svært begrenset i Norge i dag. Eksemplene vi tar for oss her er gruveprosjektene ved Løkken og Fosdalen.

#### Løkken gruve

Løkken gruve befinner seg ved tettstedet Løkken Verk i Meldal kommune, og var en kisgruve som ble drevet mellom 1654 og 1987 av Orkla. Gruven produserte i hovedsak kobber og sink, men også noe svovel, sølv og gull (Bjørlykke, 2020). I overgangen 1950-60 ble det bygget en vertikal sjakt ved hjelp av sjaktsynking her, for å nå ytterligere malmforekomster lenger ned. Sjakten ble bygget som en blindsjakt med startpunkt ca. 380 meter under gruvens nullpunkt, tilnyttet gruvens hovedsjakt. Derifra ble den drevet nedover med sjaktsynking til ca. 1000 meter under nullpunktet. Sjakten hadde et elliptisk tverrsnitt med et brutto sjaktareal på 14,5 m<sup>2</sup> (Sandvik, 1965).

Før sjakten ble drevet ble det utført forundersøkelser som viste at berg- og trykkforholdene der hvor sjakten skulle gå var gunstige. De første 300 meterne ned ville gå gjennom en relativt homogen gabbro som ble beskrevet som seig, hard og tungsprengt. Ved 700 meter under gruvens nullpunkt ville sjakten treffe en homogen og solid grønnstein. Det var også forventet partier

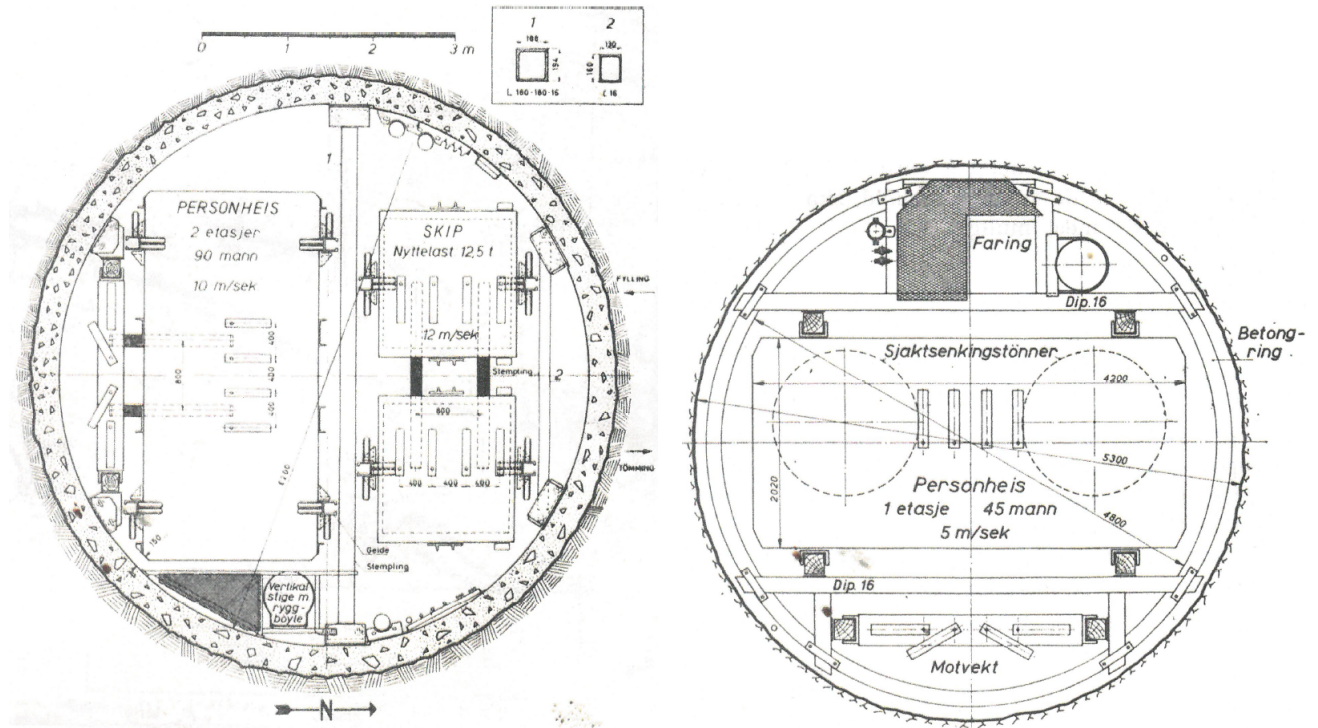
med hard og vanskelig borbar kvartsitt. Den største bekymringen var derimot knyttet til et overskyvningsplan like under 700 meters dyp, da dette planet ofte var markert med en leirsleppe og en oppknust sone på ca. 10-20 meter. I tillegg var det en viss bekymring for vanninnlekkasje hvis sjakten kom til å passere slepper som hadde forbindelse med Løkken-kisen, da de tidligere hadde påtruffet vann med stort trykk under boring i nærheten av denne (Sandvik, 1965).

Under selve sjaktsynkingen boret og sprengte arbeiderne seg nedover med en fremdrift på ca. 15-18 meter per måned. Bergartene som sjakten gikk igjennom var omtrent som forventet: homogen gabbro og grønnstein med høy styrke. Ingen soner med sterkt oppknust berg eller vannførende slepper av betydning ble passert, slik tidligere fryktet. Sikringsarbeidet som ble utført var derfor begrenset, og besto av en grundig rensk av sjaktkonturen etterfulgt av sporadisk bolting med ekspansjonsbolter ved behov. I gjennomsnitt ble det innsatt 4,3 bolter per meter sjakt (Sandvik, 1965).

#### **Fosdalen gruver**

Fosdalen gruver befinner seg ved tettstedet Malm i Steinkjer kommune, og består av flere jernmalmgruver som ble drevet mellom 1906 og 1997 av Fosdalen Bergverk. Gruvene produserte i hovedsak jern, svovel og kobber (Rui, 2019). For å nå ytterligere malmforekomster lenger ned ble det i årene 1961-1965 bygget to vertikale sjakter ved hjelp av sjaktsynking her. Den største sjakten, Hovedsjakt V, ble drevet fra dagen og ned til et dyp på ca. 1177 meter (Myrvang, 2020). Sjakten har et sirkulært tverrsnitt med en diameter på 6,2 meter. Ytre diameter før installert sikring i form av betongvegger var på 6,8 meter. Dette gir et sjaktareal på ca. 36,3 m<sup>2</sup> før sikring, og 30,2 m<sup>2</sup> etter. Den andre sjakten fikk navnet Synk 17 Ø, og ble drevet som en blindsjakt 500 meter ned fra gruvens etasje 9 (ca. 600 meter under overflaten ved dette punkt). Denne sjakten har også et sirkulært tverrsnitt, og med en ytre diameter på 5,3 meter har den et sjaktareal lik ca. 22,1 m<sup>2</sup> (Berge, 1964). Et horisontalsnitt av begge sjaktene er illustrert i figur 2.7 under.

De ingeniørgeologiske forholdene rundt sjaktene i gruen er ikke beskrevet i nevneverdig grad i rapportene og artiklene som er studert. Gruven befinner seg i den geologiske enheten Fosdalsgruppen, som består av grønnsteiner- og skifre, keratofyrer, marmor og ulike skifre av vulkansk opprinnelse (Thorsnes, 1987). Under kartleggingen av malmforekomstene i gruen ble det utført diamantboringer. To av borehullene ble foretatt fra gruvens etasje 9 mellom Hovedsjakt



**Figur 2.7:** Horisontalsnitt av hhv. Hovedsjakt V og Synk 17 Ø. Sjaktene er ikke i skala. (Berge, 1964).

V og Synk 17 Ø. Disse hadde en lengde på hhv. 535 og 685 meter, og ifølge Logn (1964) gjennomskar borehullene vekslende lag av kvartskeratofyr og grønnskifer med varierende sammensetning. Det antas derfor at sjaktene krysset lignende bergmasser.

Under selve sjaktsynkingen boret og sprengte arbeiderne seg nedover med en fremdrift på ca. 28 meter per måned i Hovedsjakt V og ca. 31 meter per måned i Synk 17 Ø. Tidsestimatet inkluderer full sikring og innbygging av sjaktene (Myrvang, 2020). Bergmasseforholdene rundt Hovedsjakt V er ikke beskrevet, men sjakten ble relativt godt sikret i form av en grundig rensk av sjaktveggen og utstøping av 30 cm tykk betongvegg langs hele sjaktlengden. Betongen er uarmert, og Berge (1964) skriver at «med vårt fjell kunne vi regne med at armering av betongveggen ved innstøping av en sirkulær sjakt ikke ville være nødvendig». Dette indikerer at fjellforholdene var gode, og at valget av en helstøpt sjakt ble tatt for å sikre langtidsstabilitet og redusere vedlikeholdskostnadene over tid. Dette viste seg å lønne seg, da sjakten fungerte svært godt i bruk fra 1969 til gruedriften ble nedlagt i 1997 (Myrvang, 2020).

Bergmasseforholdene rundt sjakten Synk 17 Ø er heller ikke beskrevet. Sikringsarbeidet her besto forutenom rensk av sjaktveggen av at det ved hver femte meter vertikalt ble støpt armerte



betongringer med en indre diameter på 4,8 meter og en høyde på 0,6 meter. Betongringene ble benyttet til å feste videre innbygning i sjakten (se fig. 2.7). Mellom disse betongringene ble det i tillegg utført systematisk bolting med netting (Myrvang, 2020). Sikringsomfanget i denne sjakten er altså betydelig mindre enn i Hovedsjakt V. Synk 17 Ø opplevde alvorlige stabilitetsproblemer etter noen år i drift. Uttaket av malmforekomstene i nærheten førte til en omlagring av høye horisontale bergspenninger, og resulterte i at de armerte betongringene ble delt i to ved brudd på to diametrale punkter. Uten tilstrekkelig støtte fra betongringene ble sjakten deformert så mye at vanlig drift med heis ikke lot seg gjennomføre, og sjakten ble videre kun benyttet som nødutgang og til ventilasjonsformål (Myrvang, 2020).

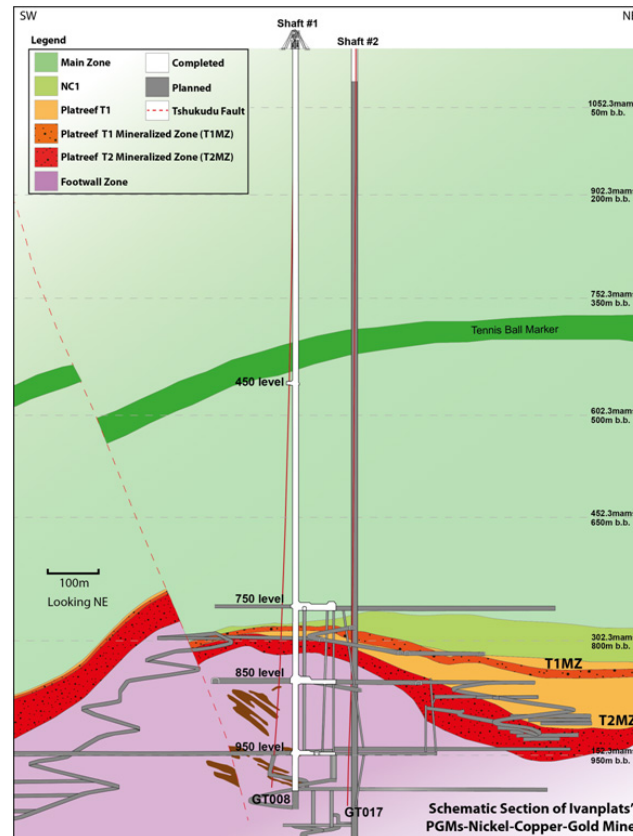
### 2.3.2 Internasjonale prosjekter

De to norske eksemplene på bruk av sjaktsynking har gitt begrenset informasjon om stabilitetsproblemer og vanninnlekkasje. I tillegg ble sjaktene drevet for over 55 år siden. Det er derfor nødvendig å gjøre et forsøk på å innhente informasjon fra nyere internasjonale prosjekter. Utvalget her er naturligvis større, og det blir lagt vekt på å finne prosjekter som har senket sjakter i en lignende størrelsesorden som de planlagte ventilasjonssjaktene på Kvitsøy.

#### **Ivanplats Platreef Project, Sør-Afrika**

Platreef-prosjektet befinner seg rundt 200 km nord for Pretoria i Sør-Afrika, og er et stort gruveprosjekt som er under utbygging per dags dato. Gruven driftes av Ivanplats Ltd, og skal i hovedsak produsere metaller som platina, gull, nikkel og kopper (Cooper et al., 2017). For å nå de mineraliserte sonene under bakken skal det bygges to vertikale sjakter ved hjelp av sjaktsynking. Den første sjakten, «Shaft #1», ble ferdigsenket til et dyp på 996 meter i juni 2020. Diameter på denne sjakten er 7,25 meter etter sikring. Den andre sjakten, «Shaft #2», er per dags dato tidlig i utbyggingsfasen. Denne sjakten vil ha en diameter på 10 meter etter sikring, og en dybde på 1104 meter. Sjaktene er plassert ca. 100 meter fra hverandre (se fig. 2.8) (IvanhoeMines, 2020).

For å kartlegge bergmasseforholdene i grunnen har det blitt foretatt flere kjerneboringer. To av dem følger tilnærmet sjaktenes trasé nedover, og er markert med rød strek i oversiktstegningen under. Kjerneboringene ble benyttet til å estimere bergmassekvaliteten nedover, ved hjelp av



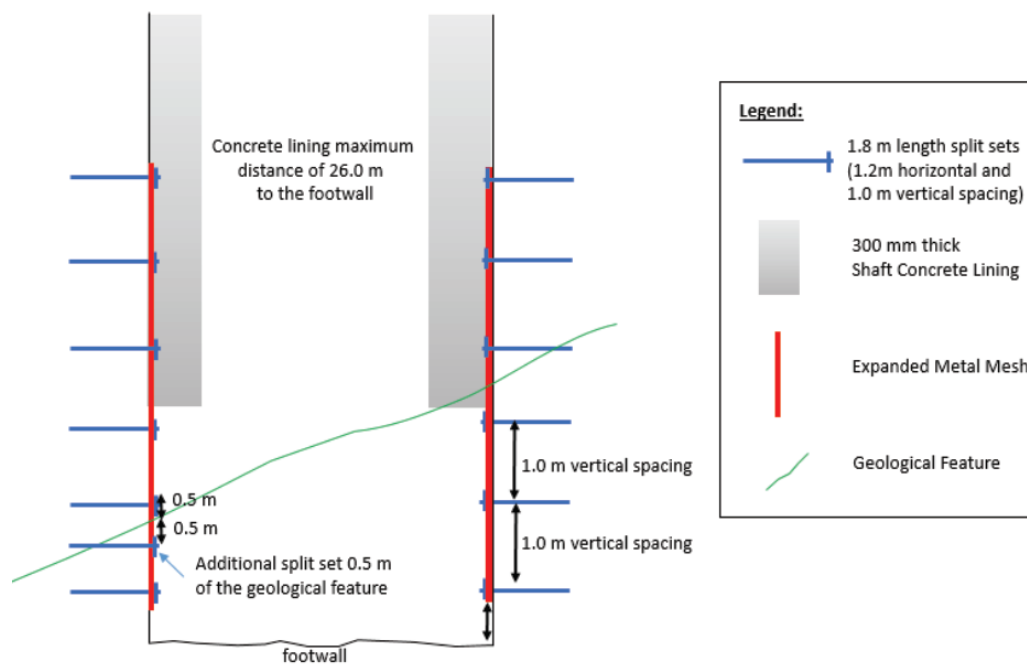
**Figur 2.8:** Oversiktstegning over sjaktene på Platreef-prosjektet (IvanhoeMines, 2020).

klassifikasjonssystemet RMR. Kjerneboring GT008 (ved «Shaft #1») ga en estimert RMR-verdi som i hovedsak lå på 65-80, tilsvarende god bergmassekvalitet. Enkelte soner med verdier på 52-65 (middels kvalitet) og opp mot 100 (veldig god kvalitet) ble også registrert. Bergmassen ved sjaktene består så å si utelukkende av gabbronritt, med enkelte innslag av granitt- og pegmatittårer (Cooper et al., 2017).

Sjaktsynkingen i «Shaft #1» ble drevet med tradisjonell boring og sprengning. Under senkingen ble det foretatt regelmessige ingeniørgeologiske inspeksjoner i form av kartlegging av sprekker og diskontinuiteter, vanninnlekkasje, og bergmassekvalitet. RMR-verdiene tatt i felt stemte godt overens med de predikerte RMR-verdiene fra kjerneboringene. Det var dog noen seksjoner med varierende resultat, hvor sjaktens faktiske RMR-verdi var lavere enn den predikerte. På grunn av kjerneprøvenes smale diameter (61,1 mm) sammenlignet med sjaktens større diameter så fanger den naturligvis ikke opp alle vertikale til sub-vertikale diskontinuiteter eller potensielle faremomenter for vanninnlekkasje (Cooper et al., 2017).

Sikringsomfanget i sjakten illustreres i figur 2.9 under. Sikringen består av to hoveddeler: en

primær sikringkombinasjon bestående av metallnetting boltet systematisk fast av 1,8 meter lange «split set»-bolter med en vertikal avstand på 1,0 meter og en horisontal avstand på 1,2 meter. Ved tilstedeværelse av større sprekker, forkastninger, granitt- eller pegmatittårer og lignende settes det inn ytterligere sett med bolter for å sikre sjaktveggen. Denne sikringen fungerer som umiddelbar beskyttelse for arbeiderne i sjakten. Rundt 26 meter over sjaktens bunn utføres det sekundære sikringsarbeidet: full utstøpning av sjaktkonturen med betong med en minimumtykkelse på 30 cm. Denne sikringen fungerer som permanent sikring i sjakten (Cooper et al., 2017). Det er planlagt at også «Shaft #2» vil følge samme sikringsoppsett.



**Figur 2.9:** Vertikalsnitt av sjakt som viser dimensjonert sikring. Ikke i skala. (Cooper et al., 2017).

Når det gjelder stabilitet under driving så skriver Cooper et al. (2017) at det ikke hadde forekommet noen bergmasserelaterte stabilitetsproblemer i «Shaft #1» ved senking til 400 meters dyp. Det var derimot noe trøbbel med grunnvanninnsig tidlig under byggingen av sjakten. Det ble her registrert et innsig på 1-5 liter per sekund. Vannet kom primært inn i sjakten via hullene som ble boret for installasjon av split set-boltene. Problemet ble løst ved å sprøyte en spesialisert injeksjonsmasse (InstaGrout) inn i split set-hullene med et trykk på 1 bar. Fordelen med denne injeksjonsmassen er at den er mindre sprø enn vanlig sement, og den herder raskere i kontakt med vann. De vannbærende hullene ble systematisk tettet ettersom de dukket opp, og grunnvanninnsiget stanset (Cooper et al., 2017).

### **Longos gruve, Filippinene**

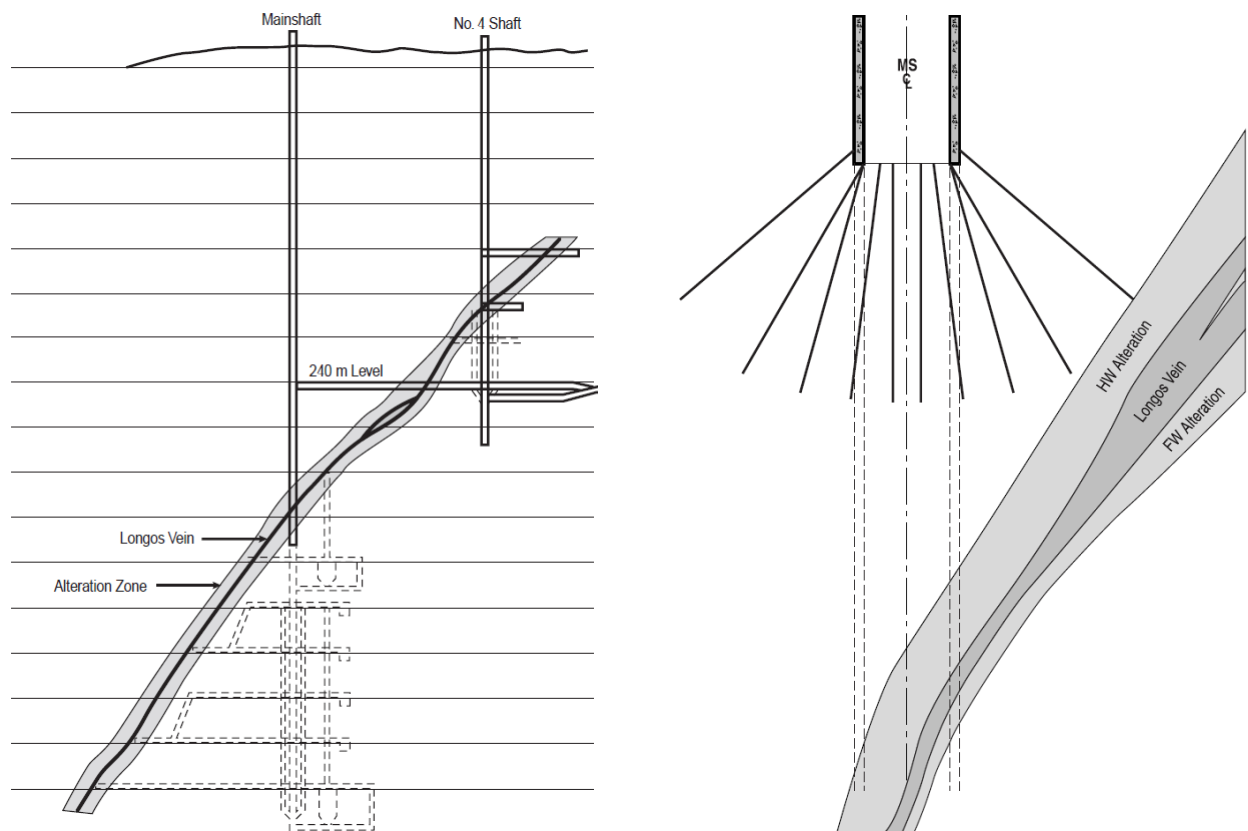
De foregående eksemplene på prosjekter knyttet til sjaktsynking har vist relativt få utfordringer knyttet til stabilitet og vanninnlekkasje. Derfor velges det å ta med et eksempel hvor det virkelig gikk galt: Longos gullgruve i Paracale, Filippinene. Gruven tok ut gullmalm fra den mineraliserte «Longos-åren» (se fig. 2.10). Denne åren opptrer langs en forkastningssone som strekker seg helt opp til havbunnen i nærheten av gruveanlegget. For å nå ytterligere mineraliserte soner langs denne åren ble det i 1980 bestemt at det skulle senkes en 4,27 diameter stor sjakt 500 meter ned fra overflaten (Ayugat et al., 1998).

Sjaktsynkingen startet opp samme år med tradisjonell boring og sprengning. Drivingen av sjakten gikk som planlagt frem til mars 1983, da de ved et dyp på 257 meter støttet på en svært vannførende sone i nærheten av overgangssonen til Longos-åren. Vanninnlekkasjen kom samtidig som det ble utført injeksjon i sjaktbunnen, og hadde på det meste et innsig på over 53 liter per sekund. Graden av vanninnlekkasje var fullstendig u håndterlig, og sjakten ble fylt opp til havnivå (ca. 14 meter under overflaten) med en hastighet på 12 meter per time. I månedene etter ble det forsøkt å tette bergmasser langs kystlinjen som grenset til sjakten med injeksjon, samt tømme to nærliggende sjakter for vann. Dette hadde ingen effekt på vanninnlekkasjen, og videre driving av sjakten ble lagt på is frem til 1994 (Ayugat et al., 1998).

Den store vanninnlekkasjen var ifølge Ayugat et al. (1998) et resultat av feilaktig bruk av injeksjonsmetoder og prosedyrer under tetningsarbeidet ved sjaktbunnen. For det første ble det ikke foretatt grundige nok forundersøkelser som å måle vanntrykket i bergmassen under sjakten. I tillegg ble ikke injeksjonshullene rensert for leire- og steinrester etter utboring. Injeksjonshullene ble også injisert med et altfor høyt trykk (ca. 70-137 bar) i forhold til hva den relativt svake og oppsprukne bergmassen rundt kunne håndtere. Det store injeksjonstrykket førte til en såkalt «blow out» i sjaktbunnen, hvor det ble dannet flere store sprekker som vannet kunne strømme inn gjennom.

Som nevnt ovenfor ble videre driving av sjakten lagt på is frem til 1994. Da ble det satt i gang et omfattende arbeid for å få bukt med vanninnsiget i sjakten. Arbeidet beskrives kun i grove trekk her. Vannet ble pumpet vekk og akkumulerte stein- og betongrester ble fraktet ut fra sjaktbunnen. Ved sjaktbunnen ble det utstøpt betongvegger for å øke stabiliteten, og deretter ble hele

sjaktbunnen støpt inn med betong. Betongen fungerte som en plugg for vanninnlekkasjen, som nå hadde sunket til ca. 1,9 liter per sekund. Deretter ble det foretatt målinger av vanntrykk nedover i bergmassen, etterfulgt av stegvis forinjeksjon med et mer konservativt trykk på 20-40 bar. Injeksjonsskjermens utforming vises i figur 2.10 under. Sammensetningen til injeksjonsmassen ble tilpasset etter behov, og besto av varierende mengder mikrosegment og Portlandsement. Etterhvert som vanntrykksmålinger viste at bergmassen under sjakten var tilstrekkelig tett, ble sjakten senket videre i den injiserte bergmassen. Neste steg ble deretter tettet med forinjeksjon, og slik fortsatte sjaktsynkingen stegvis til den vannførende sonen ble passert ved litt over 300 meters dyp.



**Figur 2.10:** Til venstre: vertikalsnitt som viser hovedsjakten og Longos-åren. Til høyre: injeksjonsskjerm benyttet for å tette berggrunnen under sjaktbunnen. Ikke i skala. (Ayugat et al., 1998).

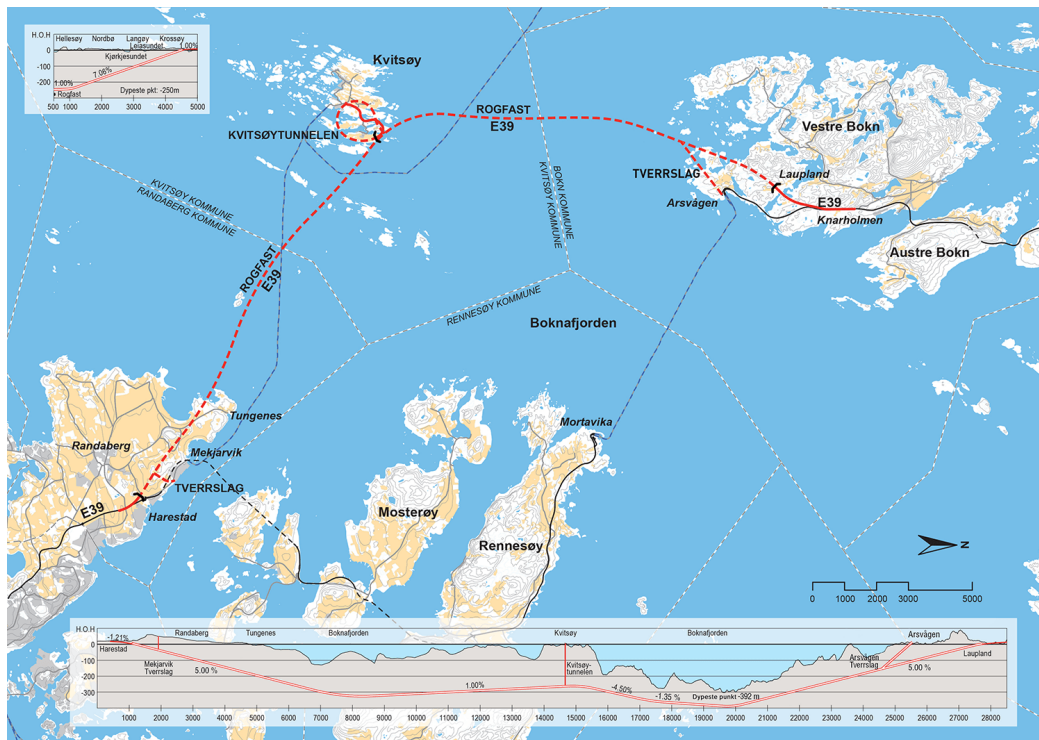


## Rogfast-prosjektet

### 3.1 Introduksjon til prosjektet

E39 Rogfast er et pågående prosjekt under Statens vegvesen sin visjon om ferjefri E39 fra Kristiansand til Trondheim. Rogfast-prosjektet innebærer en kryssing av Boknafjorden og Kvitsøyfjorden på Vestlandet med en undersjøisk tunnel (se figur 3.1). Selve ideen om å krysse disse to fjordene med en undersjøisk tunnel kom opp for over 30 år siden, på midten av 1980-tallet. Utover 90-tallet ble disse planene mer konkretisert, og noen år etter årtusenskiftet ble Statens vegvesen sin konsekvensutredning godkjent av Miljøverndepartementet. Prosjektet gikk inn i byggefasen tidlig i januar 2018, da arbeidet med Rogfasts første tunnelkontrakt, E13 Sidetunnel Arsvågen, startet opp på Vestre Bokn. Prosjektet skal etter planen ferdigstilles innen 2031, med et prisanslag på rundt 20,6 milliarder kroner (Statens vegvesen, 2021a).

E39 Rogfast er et enormt prosjekt med rekorddimensjoner og store entreprisekontrakter. Hovedtunnelen vil bestå av to løp, og har en estimert tunnallengde på hele 26,7 kilometer. På det dypeste vil tunnelen nå 392 meter under havnivå. Dette vil gjøre Rogfast-tunnelen til verdens lengste og dypeste undersjøiske tunnel. I tillegg skal det bygges en tunnelarm ut mot Kvitsøy, hvor det er planlagt et omfattende ventilasjonssystem for hele tunnelen. Hovedformålet med prosjektet er å forbedre og utvikle E39 som en sammenbindingsvei for Vestlandet. Når prosjektet er ferdigstilt vil reisetiden mellom Bergen og Stavanger være kortet ned med ca. 40 minutter (Statens vegvesen, 2021a). Dette vil ha en stor transportøkonomisk verdi for regionen, da godstransport, arbeidspendling og så videre vil gå raskere mellom storbyene.



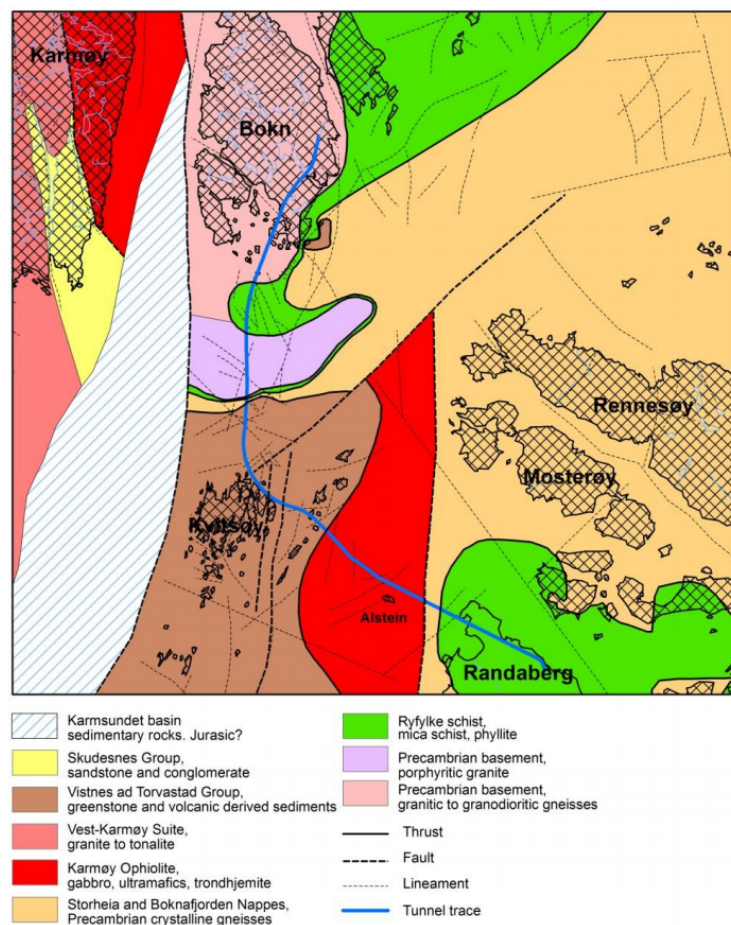
**Figur 3.1:** Lengde- og dybdekart for Rogfast-prosjektet (Statens vegvesen, 2021a).

Rogfast-prosjektet er som nevnt delt inn i flere entrepriser. Hovedfokuset i denne oppgaven vil være knyttet til entreprise E02, som da denne oppgaven ble utformet omfattet Boknafjordtunnelen fra profil 10050 til 18450 (dvs. fra kommunegrensen Randaberg/Kvitsøy til noe sør for kommunegrensen Kvitsøy/Bokn iht. figur 3.1.), hele Kvitsøy-tunnelen på ca. 3,8 km med tilhørende rundkjøringer, samt ventilasjonssystemet som er plassert under Kvitsøy. Ventilasjonssystemet består av blant annet de to vertikale ventilasjonssjaktene, fire tilkoblingstunneler, en servicetunnel og to ventilasjonshaller for både inn- og utluft (Dammyr et al., 2018). Entreprise E02 ble i oktober 2018 utlyst av Statens vegvesen, med en estimert kostnad på 3-3,5 milliarder kroner og planlagt oppstart høst/vinter 2019. I juli 2019 ble det klart at arbeidsfelleskapet Implenia/Stangeland var eneste aktuelle kandidat for kontrakten. Entreprenørens tilbud lå derimot omtrent 1 milliard over Statens vegvesen sitt opprinnelige kostnadsanslag. Etter rundt to måneder med forhandlinger ble det den 20. september klart at Kvitsøy-kontrakten avlyses, og prosjektet måtte inn i en kuttrunde (Statens vegvesen, 2021a). Som en konsekvens av dette ble entreprise E02 delt opp i to utførelsesentrepriser: E02 og E15. E15 omfatter Kvitsøy-tunnelen og vei i dagen, og har en planlagt oppstart høsten 2021. E02 omfatter Boknafjordtunnelen med kryss og sjakter, og har planlagt oppstart når E15 ferdigstilles i mai 2024. I tillegg ble drivemetoden for sjaktene endret, slik at sjaktsynking ikke lenger er aktuelt (Statens vegvesen, 2021b).



## 3.2 Regionalgeologi for Rogfast-området

Geologien i området rundt Boknafjorden er svært kompleks. I løpet av årene har det blitt utarbeidet flere geologiske kart og modeller for å få en overordnet regionalgeologisk oversikt langs Rogfast-strekningen. NGU har stått for brorparten av arbeidet, og har publisert tre større rapporter (i henholdsvis 2006, 2011 og 2014) angående dette. NGUs tolkning av strukturgeologien i prosjektområdet har blitt mer detaljert og sikker ved hver rapport, men på grunn av Rogfast-tunnelens trasé i fjell dypt under vann hersker det fortsatt en usikkerhet knyttet til orienteringen av bergartsgrensene i dypet. Dette er fordi det er svært utfordrende å utføre nøyaktige grunnundersøkelser av berggrunnen under fjorden. Figur 3.2 viser siste versjon av NGU sitt geologiske kart over området. Kartet er basert på omfattende grunnundersøkelser som refraksjonsseismikk, kjerneboringer samt feltkartlegging på fastlandet og øyene i Boknafjorden (Solli og Nordgulen, 2014).



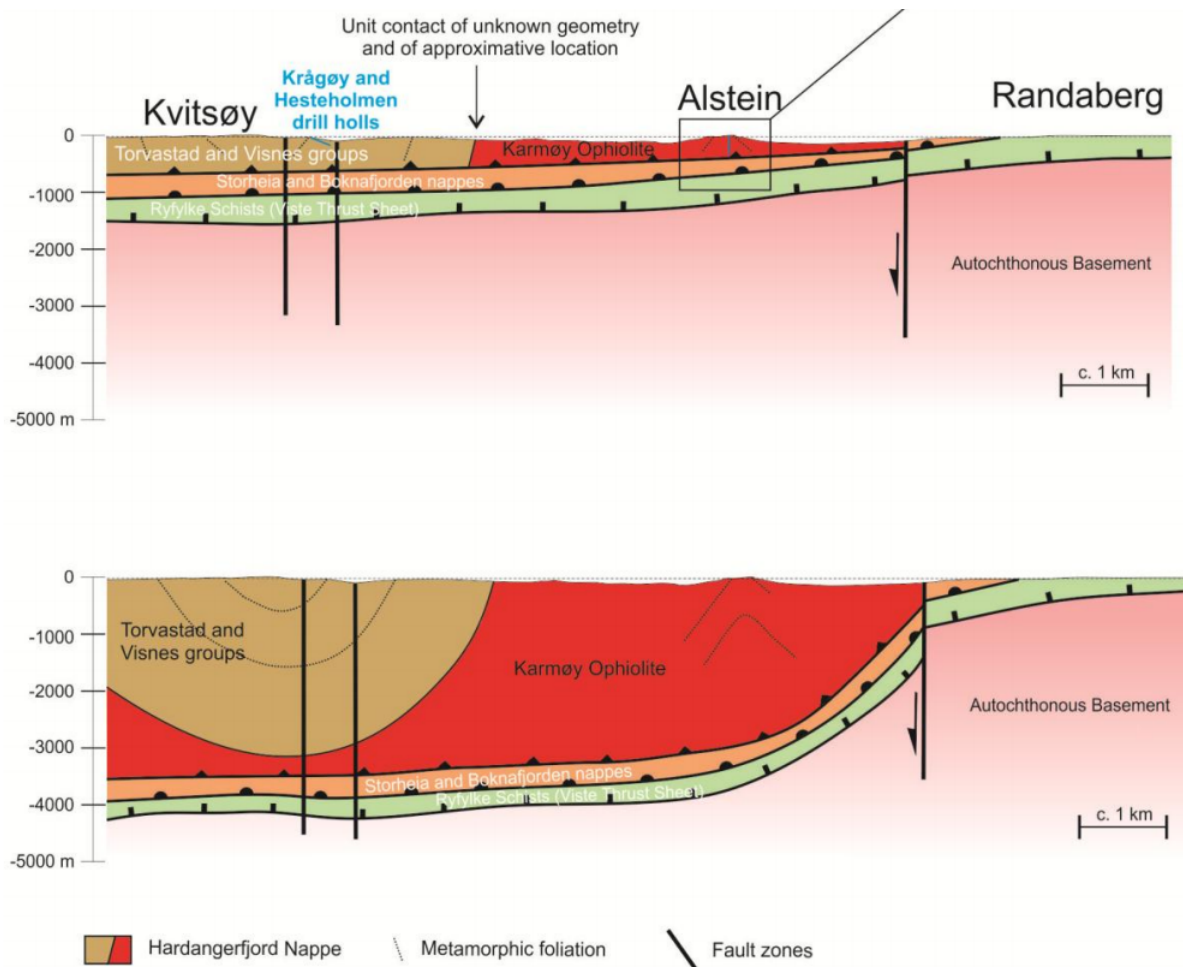
**Figur 3.2:** Geologisk kart over området mellom Randaberg og Bokn (Solli og Nordgulen, 2014). Rogfast sin trasélinje er markert med blå strek.

To mulige geologiske modeller av strekningen Kvitsøy - Randaberg har også blitt presentert av NGU i 2011, og gjengis i figur 3.3. Både kartet og profilmmodellene er som nevnt svært usikre, men gir et bilde av hvordan regionalgeologien ser ut i grove trekk. Kort oppsummert består regionalgeologien av et underliggende prekambrisk grunnfjell bestående av granittiske til diorittiske gneiser, med flere skyvedekker gjennomskåret av forkastninger og svakhetssoner over. Skyvedekkerne har oppstått på grunn av kompresjonskreftene under den kaledonske fjellkjedefoldningen i silur, mens de steile gjennomgående normalforkastningene (se figur 3.3) har oppstått under en senere ekstensjonsperiode i devon, perm og trias (Carstens, 2019) (Ragnhildstveit et al., 1998). Skyvedekkerne består av, fra nedre til øvre dekke, Ryfylke skifer (også kjent som Viste forkastningsdekke), Storheia- og Boknafjorddekket og Hardangerfjorddekket. Hardangerfjorddekket utgjør Karmøyofiolitten og Torvastad- og Visnesgruppen, hvorav sistnevnte stikker ut i dagen på Kvitsøy (Solli og Nordgulen, 2014). En tektonostratigrafisk oversikt over enhetene i området rundt Rogfast-tunnelen presenteres i tabell 3.1 under.

**Tabell 3.1:** Tektonostratigrafisk oversikt over enhetene som befinner seg i nærheten av Rogfast-tunnelen. Oversikten er opprinnelig laget av NGU (Saintot og Solli, 2011) og videreutviklet av SINTEF (Holmøy et al., 2012). Informasjon fra Solli og Nordgulen (2014) er også lagt med.

Hardangerfjorddekket	Torvastad- og Visnesgruppen	Består av suprakrustale bergarter som overligger Karmøyofiolitten. Hovedsakelig grønnstein og grønnskifer med vulkansk opphav, men også glimmer/klorittskifer, lavabreksje, svartskifer, fyllitt og diabasganger.
	Karmøyofiolitten	Består av intrusive mafiske til ultramafiske bergarter fra nedre ordovicium, hovedsakelig gabbro.
Storheia- og Boknafjorddekket		Består primært av proterozoisk granittisk gneis, amfiboler og glimmerskifer med linser av marmor.
Ryfylke skifer		Utgjør Viste forkastningsdekke. Består av kvartsrik Ryfylke skifer fra kambrium-ordovicium.
Prekambrisk grunnfjell		Granittisk til diorittisk grunnfjell av gneis. Gabbro forekommer også. Grunnfjellet er dekket av et tynt lag med kambrosilurisk fyllitt.

Torvastad- og Visnesgruppen er av spesiell interesse for denne oppgaven, da ventilasjonssjaktene og rundkjøringsområdet under Kvitsøy vil finne seg innenfor denne gruppen. Dette har blitt bekreftet av kjerneboringer på Kvitsøy utført av Geo Drilling AS i 2016, som viser at ventilasjonssjaktene primært vil finne seg i gruppens grønnstein og grønnskifer (Slobodinski, 2016).



**Figur 3.3:** To mulige geologiske profiler over området mellom Kvitsøy og Randaberg (Saintot og Solli, 2011). Som det fremgår av figuren gir den store usikkerheten knyttet til bergartsgrenser og tykkelse på dekkene opphav til svært ulike profiler.

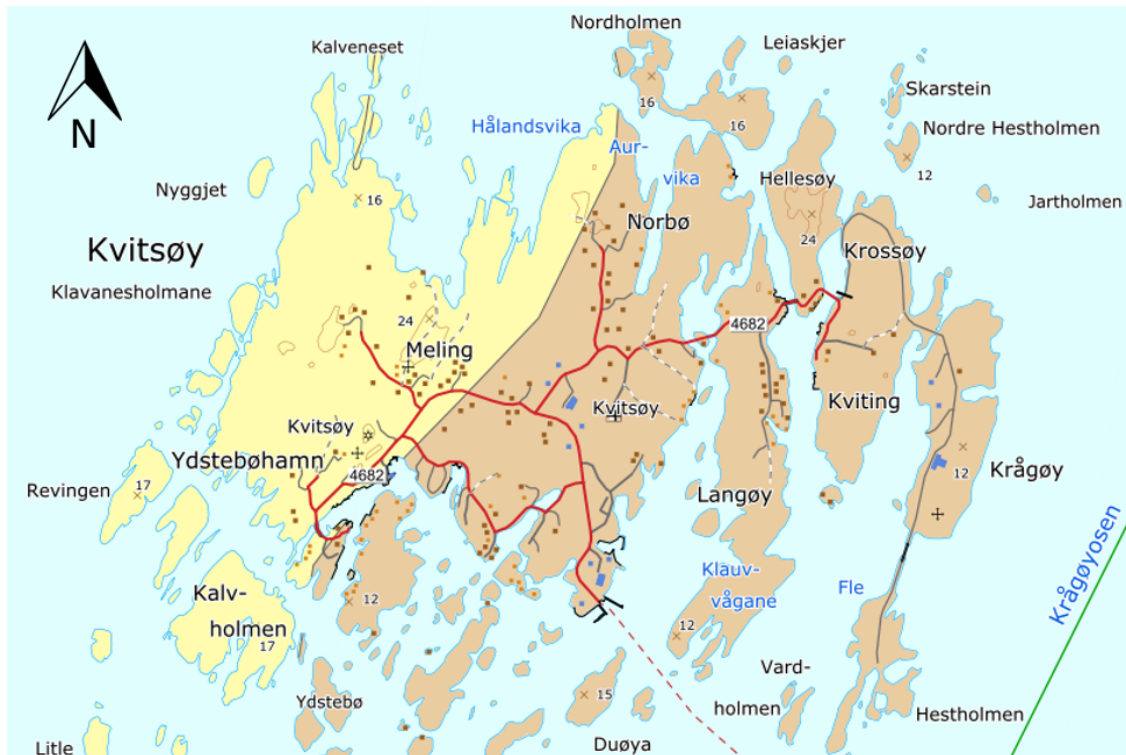
### 3.3 Ingeniørgeologiske forhold på Kvitsøy

De siste 10-20 årene har det blitt utført flere undersøkelser på Kvitsøy i forbindelse med Rogfast-prosjektet, blant annet geologiske og geofysiske undersøkelser av NGU i 2006 og 2011, flere kjerneboringer med tilhørende kjernelogger og vanntapsmålinger av Geo Drilling AS, Statens vegvesen og Multiconsult (sist i 2016). Rambøll har også utført flere refraksjonsseismiske undersøkelser på både land og sjø rundt Kvitsøy (Dammyr et al., 2018). SINTEF utførte geologisk feltkartlegging på Kvitsøy i 2011, og bergspeningsmålinger i 2016. I tillegg har flere masterstudenter gjennomført geologisk feltkartlegging på øya, henvisning til disse samt ovennevnte kilder står oppført mer systematisk og oversiktlig i delkapittel 1.4 om grunnlagsmateriale.

Disse kildene har blitt benyttet for å få dannet en overordnet oversikt over de ingeniørgeologis-

ke forholdene på Kvitsøy, spesielt i området rundt den planlagte plasseringen av de to ventilasjonssjaktene. Det fokuseres på forhold som på bergartsfordeling, løsmassefordeling, topografi, sprekkeorientering, svakhetssoner samt spennings- og vannforhold.

### 3.3.1 Bergartsfordeling og bergmassekvalitet



**Figur 3.4:** NGUs berggrunnskart over Kvitsøy (Berggrunn N50). Hentet fra NGU (2019).

Figur 3.4 viser NGU sitt berggrunnskart over Kvitsøy. Kartet viser at den vestre delen av Kvitsøy domineres av kiselstein (gule områder), mens den østre delen primært består av grønnstein og grønnskifer (brune områder). I Ragnhildstveit et al. (1998) er det inkludert en mer fyldig beskrivelse av bergartene på vestsiden; foruten kiselstein finnes det også tuff- og lavabergarter, keratofyrer og tynne lag av marmor. Stedvis gjennomsettende diabasganger i grønnsteinen og grønnskiferen på østsiden av øya inkluderes også. NGUs kartlegging i 2006, beskrevet kort i Rønning et al. (2006), gjengir lignende funn. Her nevnes det også forekomster av konglomerater på vestsiden av øya. SINTEFs kartlegging ved det planlagte påhuggsområdet på Krossøy i 2011 samsvarer med tidligere funn av grønnstein og grønnskifer på østsiden av øya (Holmøy et al., 2012).

### Kartlagt bergmassekvalitet, Kvitsøy

Det har vært utført flere kartlegginger av bergmassekvaliteten til grønnsteinen og grønskiferen på Kvitsøy. Q-verdien til enkelte av disse oppsummeres kort i tabell 3.2 under. Resultatet viser at bergmassen på Kvitsøy ved den planlagte plasseringen av ventilasjonssjaktene og påhugget sannsynligvis består av grønnstein/grønskifer med middels bergmassekvalitet i dagen, og grønnstein med god til svært god kvalitet nedover i dypet utenfor dagsonen. Det må presiseres at Q-verdien fra kjernelogging ikke tar høyde for vann- eller spenningsforhold, og betegnes derfor som Q'. Multiconsult logget noen soner med lave Q'-verdier. I BH-02-2016 ble det ved bordyp 120-155 m registrert en sone med tett oppsprukket berg og Q'-verdi på 0,3-8. I BH-04-2016 ble en lignende sone observert mellom 226-260 m, med en Q'-verdi på 0,6-9 (Slobodinski, 2016).

**Tabell 3.2:** Q-verdi fra flere kartlegginger på Kvitsøy. For oversikt over borehullene Multiconsult logget Q'-verdi fra se figur 4.19, samt Norconsults plantegninger i vedlegg B og C.

Utført av:	Type	Lokalitet	Q-verdi	Bergart
Arild Gjerde (Gjerde, 2002)	Bergblotning	Nordøst på Kvitsøy	9	Grønnstein
Stefan Árnason (Árnason, 2008)	Bergblotning	Kvitsøy øst	7	Grønskifer
Stefan Árnason (Árnason, 2008)	Bergblotning	Kvitsøy øst	14	Grønnstein
SINTEF (Holmøy et al., 2012)	Bergblotning	Krossøy, nord for påhugg	5-10	Grønnstein
SINTEF (Holmøy et al., 2012)	Bergblotning	Krossøy, påhuggsområdet	5-7	Grønskifer
Multiconsult (Slobodinski, 2016)	Kjernelogging	BH-01-2016 (0-350m)	1-75	Grønnstein
Multiconsult (Slobodinski, 2016)	Kjernelogging	BH-02-2016 (0-260m)	10-75	Grønnstein
Multiconsult (Slobodinski, 2016)	Kjernelogging	BH-03-2016 (0-295m)	10-75	Grønnstein
Multiconsult (Slobodinski, 2016)	Kjernelogging	BH-04-2016 (0-290m)	10-75	Grønnstein

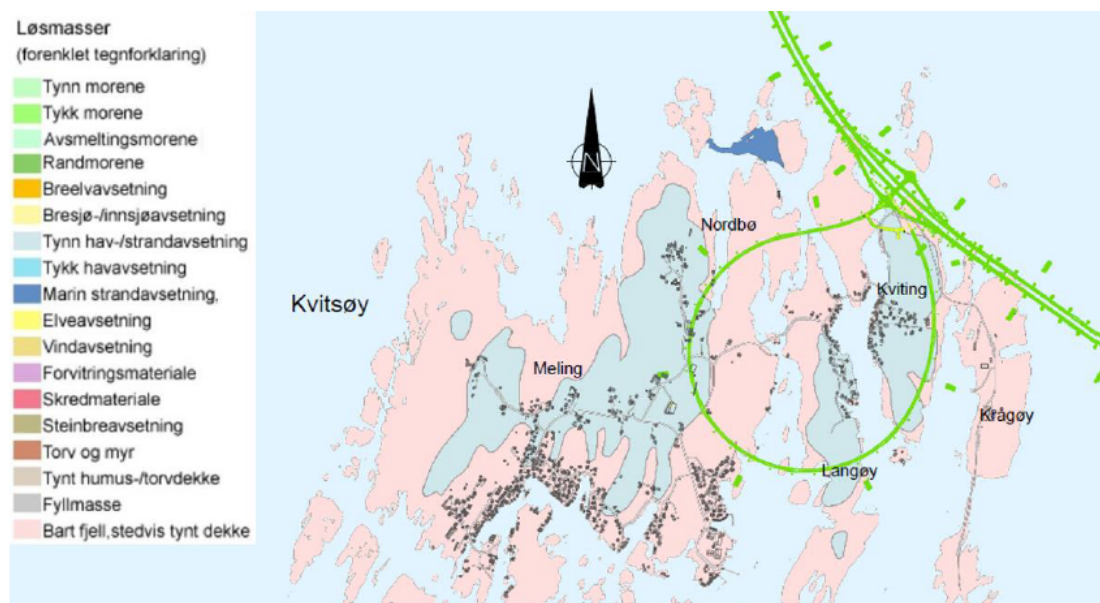
### 3.3.2 Topografi og løsmassefordeling

Topografien på Kvitsøy er preget av et terreng som varierer mellom lavtliggende (0-10 moh.) områder med dyrket mark og utstående bergblotninger (10-15 moh.). Ved den planlagte plasseringen for de to ventilasjonssjaktene er terrenget jevnere, og området ligger på en høyde rundt 9-10 meter over havet. Selve påhuggsområdet for Kvitsøytunnelen like nord for sjaktene ligger på et noe høyere nivå (ca. 12-13 moh.). Totalt sett kan terrenget rundt påhugget og sjaktene anses som lite kupert.

Figur 3.5 under viser NGU sitt løsmassekart over Kvitsøy. Planlagt trasé for Boknafjord- og

Kvitsøytunnelen samt tilhørende kryssystem er markert inn i kartet. Som det fremgår av kartet finnes det foruten bart fjell løsmasser bestående av hav-, fjord- og/eller strandavsetninger i tynne dekker over berggrunnen. En større marin strandavsetning på Sauholmen nord på øya forekommer også. Påhuggsområdet på Krossøy består av bart fjell med stedvis tynt løsmasse-dekke på 0-5 meter (Dammyr et al., 2018). Den vestre sjakten har en planlagt plassering tett opp til påhugget, og et lignende løsmassedekke antas derfor ved denne. Den østre sjakten plasseres noe lenger sør, innenfor et område med dyrket mark. Løsmasseoverdekningen kan derfor antas å være noe større her.

Totalt sett kan løsmassedekket over påhugget og sjaktområdet regnes som tynt og usammenhengende, med unntak av ved den østre sjakten hvor løsmassetykkelsen mest sannsynlig er noe dypere.



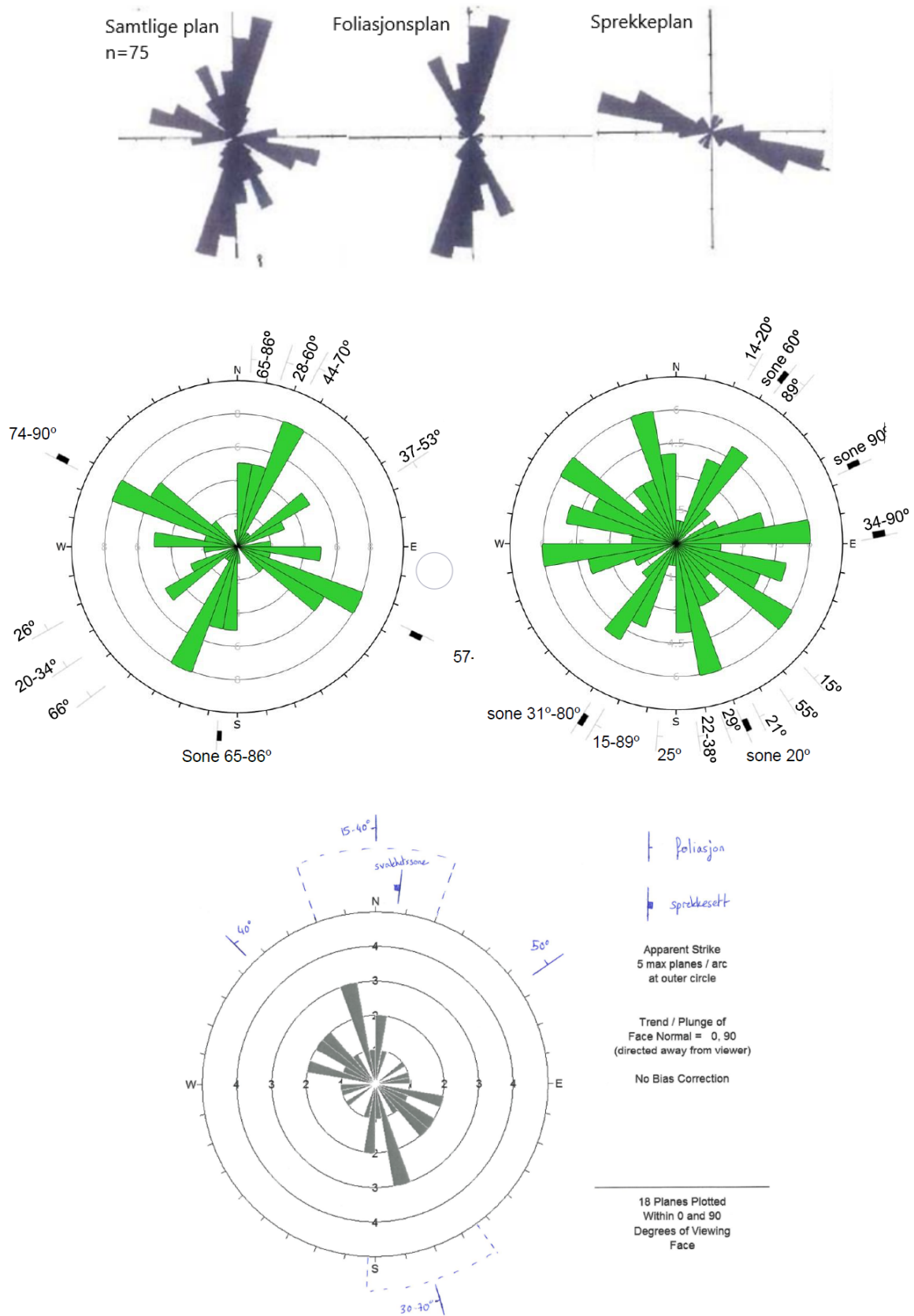
**Figur 3.5:** NGU sitt løsmassekart over Kvitsøy, modifisert av Norconsult (Dammyr et al., 2020).

### 3.3.3 Bergmassens oppsprekking og svakhetssoner

Som nevnt tidligere har det blitt foretatt flere geologiske kartlegginger på Kvitsøy, og forekomsten av sprekkesett samt orienteringen av disse er derfor godt dokumentert. I sprekkerosene nedenfor presenteres sprekke-data fra henholdsvis tidligere masterstudent Arild Gjerde (2002), NGU (2006) og SINTEF (2011).



### 3.3.3 Bergmassens oppsprekking og svakhetssoner



**Figur 3.6:** Sprekkedata fra Kvitsøy illustrert i sprekkeroser fra hhv. Gjerde (2002), Rønning et al. (2006) og Holmøy et al. (2012). Sprekkerosene med data fra Rønning et al. (2006) er tegnet av Norconsult og presentert i Dammyr et al. (2018).

Sprekkemålingene til Gjerde er foretatt nordøst på Kvitsøy, og dataene viser at det forekommer to tydelige sprekkeseett. Et av sprekkeseettene består av foliasjonssprekker orientert ca. N340°Ø-N30°Ø, med et varierende fall på primært 10-20°Ø og stedvis opp mot 80°Ø. Foliasjonssprekker med fall mot vest registreres også. Gjerde kommenterer at variasjonen i strøk og fall må være et resultat av foldningprosesser, med mulig opphav under dannelsen av den kaledonske fjellkjeden. Sprekkene beskrives som ru og plane, med en avstand på ca. 10-30 cm. Det andre sprekkesettet er etter Gjerdens målinger orientert omtrent normalt på foliasjonssprekkene (ca. N120°Ø) med et steilt fall. Sprekkene forekommer med jevnt med 1-2 meters avstand, og beskrives som mer kontinuerlige og mindre påvirket av foldning sammenlignet med foliasjonssprekkene. Gjerde noterer også at det stedvis forekommer et tredje sprekkeseett med strøk tett opptil foliasjonssprekkene (ca. N315°Ø-N345°Ø). Fallet på disse beskrives ikke.

NGU har foretatt sprekkemålinger ved flere lokaliteter på Kvitsøy. Sprekkerosene i midten av figur 3.6 er laget av Dammyr et al. (2018) med grunnlag i NGUs sprekkedata fra østlige deler av hovedøya Kvitsøy (venstre sprekkerose) og nordsiden av Krossøy samt Hellesøy (høyre sprekkerose). Sistnevnte sprekkerose inneholder dermed data fra områdene i nærheten av det planlagte påhugget og tunnelkrysset under Kvitsøy. Som det fremgår av sprekkerosen til venstre har NGU identifisert to tydelige sprekkeseett: ett sett med foliasjonssprekker orientert ca. N10°Ø-N40°Ø og ett sprekkeseett orientert ca. N110°Ø-N130°Ø. Fallet til foliasjonsplanene varierer fra ca. 30°-85°, mens det andre sprekkeseettet har et mer stabilt steilt fall på ca. 75-90°. De samme sprekkeseettene forekommer i sprekkerosen for området ved Krossøy og Hellesøy. Foliasjonssprekkene har derimot her en mer nord-nordvestlig retning sammenlignet med den foregående sprekkerosen. I tillegg er forekomsten av andre sprekker mer fremtredende, spesielt sprekkeseettet med en orientering omtrent øst-vest.

SINTEF sine sprekkedata fra feltkartlegging i 2011 er presentert i den siste sprekkerosen. Målingene ble foretatt på Krossøy i nærheten av det planlagte påhugget. Holmøy et al. (2012) beskriver funn av tre sprekkeseett: ett sett med foliasjonssprekker med hovedretning N340°Ø-N20°Ø og fall 15-40°V samt to steiltstående sprekkeseett med en orientering henholdsvis normalt og parallelt på foliasjonsretningen. På grunn av stedvis forekommende putelavastruktur i grønnsteinen/grønnskiferen ble det også observert varierende strøk og fall på foliasjonen, spesielt ved bergblotningene hvor påhugget skal sprenges ut. Foliasjonsretningen ble her målt til å



varierte mellom N145°Ø-183°Ø, med et fall på 30-70°Ø. Sprekkeavstanden for foliasjonssprekkene noteres her til å variere fra 0,3 til 1 meter.

Sprekkerosene viser samlet at målingene utført av Gjerde, NGU og SINTEF sammenfaller relativt godt. Det er tydelig at det forekommer minst to sprekkesett på øya, med et mulig tredje sprekkesett som opptrer sporadisk. Sprekkerosene viser at retning og fall på disse sprekkesettene varierer fra lokalitet til lokalitet, mest sannsynlig som en konsekvens av folding og stedvise putelavastrukturer.

Når det gjelder forekomsten av svakhetssoner på Kvitsøy så har Norconsult utarbeidet en dekkende oversikt basert på feltkartleggingsdata fra Rønning et al. (2006) og Holmøy et al. (2012), samt egen tolkning av flyfoto og topografiske kart og tidligere resultater fra grunnundersøkelser som refraksjonsseismikk og kjerneboringer (Dammyr et al., 2018). Det er ikke identifisert noen større svakhetssoner i umiddelbar nærhet til det planlagte påhugget eller ved plasseringen til de to ventilasjonsjaktene. Vedlegg C viser en oversikt over hvor de antatte svakhetssonene på Kvitsøy ligger. Det er viktig å presisere at dette ikke er en absolutt oversikt, og at svakhetssoner kan forekomme nedover i dypet selv om de ikke er identifisert via refraksjonsseismikk eller kjerneboringer.

### 3.3.4 Spenningsforhold

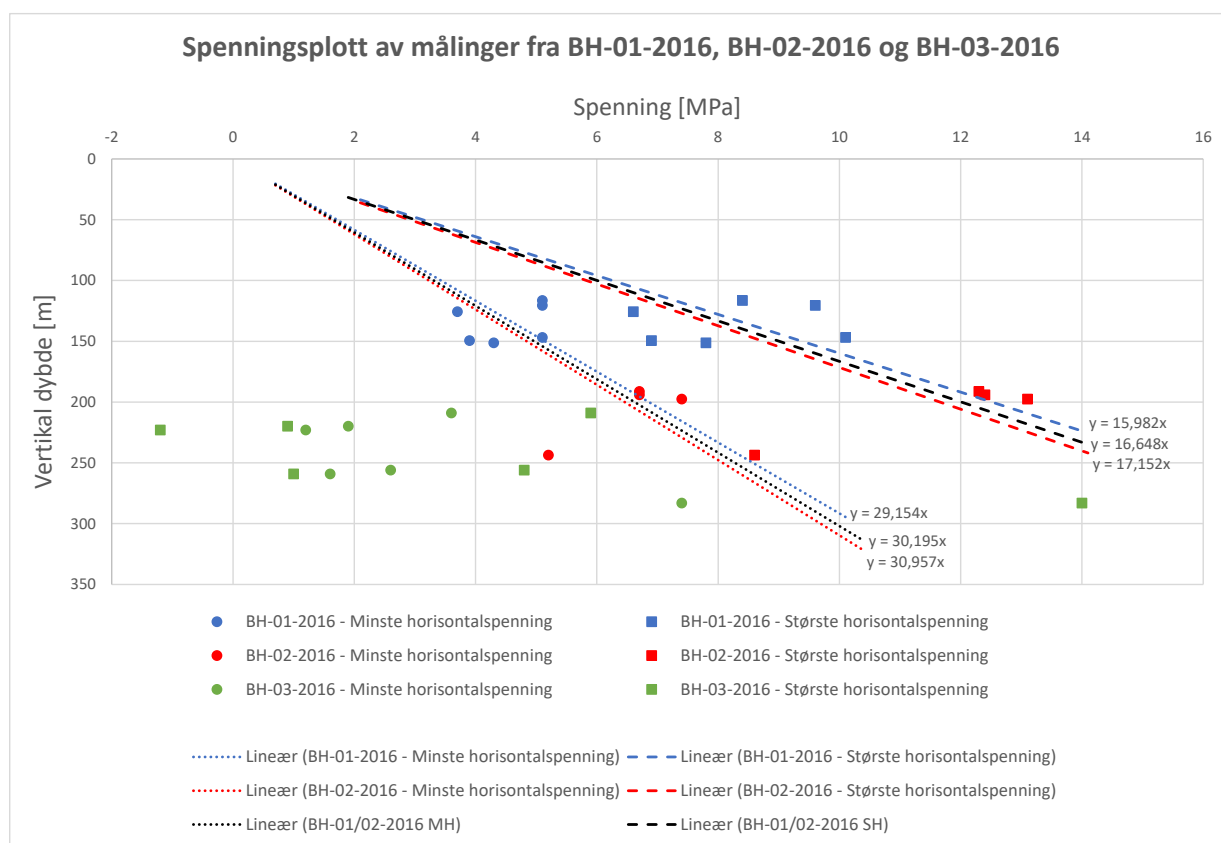
Det har blitt utført flere spenningsmålinger på Kvitsøy i forbindelse med Rogfast-prosjektet. I 2011 utførte Pöyry målinger i et tilnærmet vertikalt (80°) borehull nord på Krågøy (borehull BH-04-11, markert på vedlegg C). Resultatene er gjengitt i Holmøy et al. (2012).

Ved 75 meter ble det registrert største ( $\sigma_H$ ) og minste ( $\sigma_h$ ) horisontalspenning målt til hhv. 1,6 MPa og -0,7 MPa, noe som indikerer strekkspenning. Vertikal spenning ble målt til 2,9 MPa, og samsvarer dermed godt med teoretisk vertikalspenning basert på overliggende bergmasse (2 MPa). Ved 198 meter ble største og minste horisontalspenning målt til hhv. 11,1 MPa og 4,3 MPa. Vertikalspenningen her ble målt til 12,1 MPa, betydeligere høyere enn den teoretiske vertikalspenningen (5,3 MPa). I rapporten ble det presisert at måleresultatene er meget usikre, da Pöyry opplevde problemer med å få tatt flere gode målinger (Holmøy et al., 2012).

For å få en bedre oversikt over spenningstilstanden på Kvitsøy utførte derfor SINTEF flere bergspenningsmålinger ved hjelp av hydraulisk splitting høsten 2016. Det ble foretatt målinger av horisontale spenninger i borehull BH-01-2016, BH-02-2016 og BH-03-2016. Resultatene er oppsummert i tabell 3.3 under. Samtlige målinger er også plottet inn i et spenningsplott i figur 3.7.

**Tabell 3.3:** Oversikt over bergspenningsmålinger utført på Kvitsøy av SINTEF høsten 2016 (Larsen og Hagen, 2016).

Borehull	$\sigma_h$	$\sigma_H$	Vertikal dybde	Orientering $\sigma_H$
BH-01-2016	$4,5 \pm 0,6$ MPa	$8,2 \pm 1,4$ MPa	116-150m	N2°Ø
BH-02-2016	$6,5 \pm 0,9$ MPa	$11,6 \pm 2,0$ MPa	195-248m	N40-47°Ø
BH-03-2016	3,6 (7,4) MPa	5,9 (14,0) MPa	209m (283m)	N17°Ø



**Figur 3.7:** Spenningsplott av målinger fra borehullene på Kvitsøy. Data hentet fra Larsen og Hagen (2016).

Bergspenningsmålingene i tabell 3.3 og figur 3.7 viser at resultatene varierer mye. Det er spesielt mye lokal variasjon i borehull BH-03-2016, hvor det registreres både høye horisontalspenninger samt strekkspenninger. Borehull BH-01-2016 og BH-02-2016 samsvarer bedre med hverandre, og har et betydelig mindre sprik i målte spenninger. SINTEF anser disse målingene som de

mest robuste og troverdige (Larsen og Hagen, 2016). Det velges derfor å utelukke verdiene fra BH-03-2016 når de lineære regresjonslinjene plottes i figur 3.7.

### **3.3.5 Vannforhold**

I perioden april-mai 2016 utførte Geo Drilling AS vanntapsmålinger i de fire borehullene BH-01-2016, BH-02-2016, BH-03-2016 og BH-04-2016 på Kvitsøy. Vanntapsmålingene ble foretatt fra 150 meters dyp og nedover til et dyp på 260-350 meter. Samtlige borehull bortsett fra BH-03-2016 kunne ikke registrere noen målbar vanninnlekkasje. I borehull BH-03-2016 ble det registrert et vanntap på 0,8 liter per minutt ved 162-168 meter, tilsvarende 0,13 Lugeon, og et vanntap på 1,4 liter per minutt ved 246-252 meter, tilsvarende 0,23 Lugeon (Slobodinski, 2016). Til opplysning betyr 0,23 Lugeon at vanntapet er 0,23 liter per minutt per meter borehull ved et overtrykk på 1 MPa. Dette er en svært lav verdi, og indikerer en tett bergmasse med lav permeabilitet.

Disse resultatene viser at grønnsteinen- og skiferen under Kvitsøy mest sannsynlig er tett og lite vannførende. Det er viktig å være klar over at det ikke er utført vanntapsmålinger over 150 meters dyp, og muligheten for større vannførende seksjoner er derfor tilstede her. En annen ting å tenke på er at kjerneboringene har en smal diameter på ca. 50 mm, og vil ikke alltid treffe potensielle vannførende sprekker eller seksjoner i samme grad som en sjakt med diameter på 10 m.

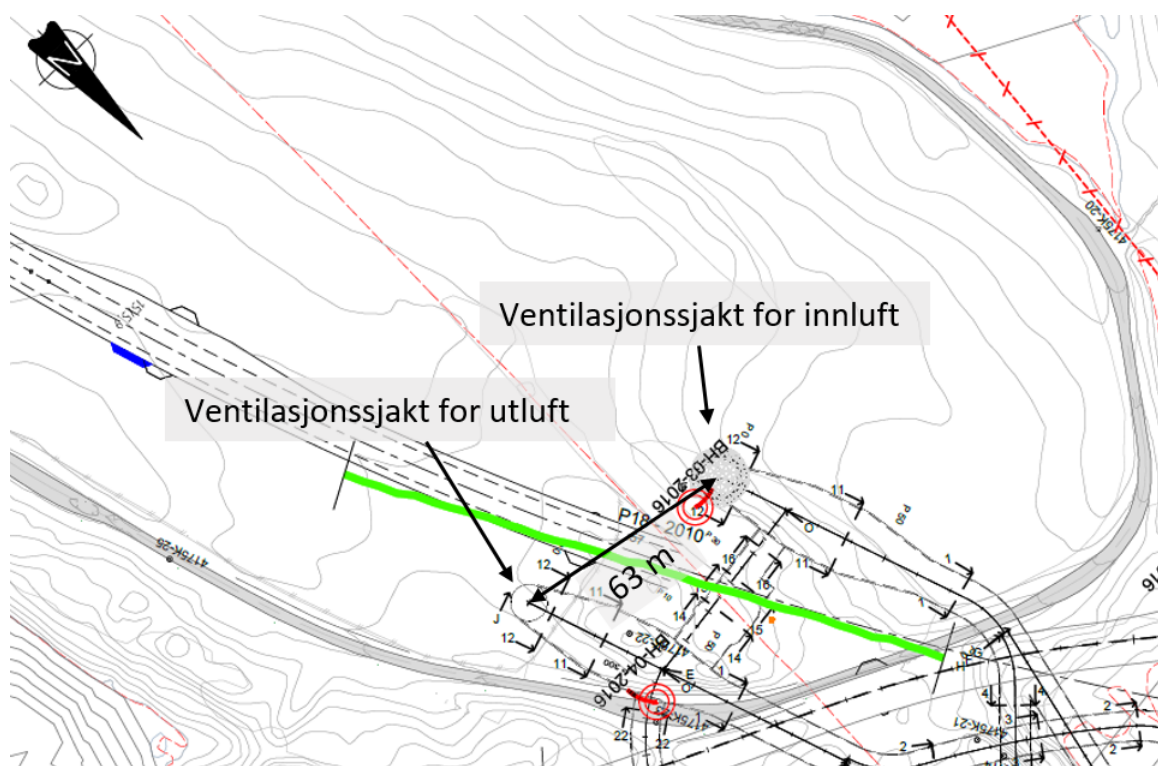
Fullstendig rapport over vanntapsmålingene fra borehullene i nærheten av sjaktene, BH-03-2016 og BH-04-2016, er gjengitt i vedlegg D og E.

## **3.4 Kort om ventilasjonssjaktene på Kvitsøy**

Da denne masteroppgaven ble utformet var planen at ventilasjonssjaktene på Kvitsøy ville ha en lengde på 250 meter og en indre diameter på 10 meter. I senere tid har sjaktlengden blitt redusert til ca. 230 meter, og diameteren til 9 meter. Grunnen til dette er at drivemetoden for

sjaktene ble endret. Oppgaven tar utgangspunkt i de opprinnelige sjaktdimensjonene som var planlagt ved driving med sjaktsynking.

Sjaktene vil være plassert ca. 63 meter fra hverandre sentrum til sentrum, eller 53 meter fra sjaktkant til sjaktkant. Plasseringen til de to sjaktene vises i figur 3.8 under. Den vestlige sjakten vil utgjøre ventilasjonssjakt for innluft, mens den østlige sjakten vil ventilere utluft. Sjaktene vil ha et sirkulært tversnitt som illustrert i figur 3.9 på neste side. Samme figur viser også Dammyr et al. (2018) sitt forslag på hvordan sjaktene kan sonderbores og injiseres under driving. Som det fremgår av figuren sonderbores det fire hull i hver sin ende av sjakten. Forinjeksjonen utføres som en injeksjonsskjerm nedover, med overlappende steg for optimal tetning av bergmassen rundt sjaktene.



**Figur 3.8:** Oversikt over sjaktenes plassering på Krossøy. Modifisert etter Dammyr et al. (2018)



**Figur 3.9:** Prinsipp for sonderboring og forinjeksjon i sjaktene. Figuren er hentet fra tegning 02-V32-016 under Vedlegg A i Dammyr et al. (2018).



## Feltarbeid

### 4.1 Ingeniørgeologisk kartlegging på Kvitsøy

Den 18. til 21. februar 2019 ble det foretatt et besøk til Rogfast-prosjektets kontorer på Mekjarvik utenfor Stavanger. Formålet med besøket var å få gjennomført en ingeniørgeologisk kartlegging av påhuggsområdet på Kvitsøy, med hovedfokus på å vurdere stabilitetsrelevante forhold i nærheten av sjaktenes planlagte plassering. Dette innebar bestemmelse av bergmassekvalitet (Q-verdi og GSI), oppsprekking og svakhetssoner, samt bestemmelse av JCS- og JRC-verdier for beregning av skjærstyrke langs sprekkeplan. Kartleggingen ble utført alene av undertegnede den 18. og 21. februar, og sammen med professor Bjørn Nilsen og student Stian Femanger Mathiassen den 19. februar. Et besøk til Statens vegvesen sitt kjernelager i Sandnes for å velge ut kjerneprøver til laboratoriumstesting ble også foretatt den 20. februar.

Figur 4.1 på neste side viser et oversiktskart over lokalitetene som ble studert under feltbesøket på Kvitsøy.



Senterposisjon: -47324.11, 6587234.88  
Koordinatsystem: EPSG:25833  
Utskriftsdato: 07.06.2019



**Figur 4.1:** Oversiktskart over lokalitetene på Krossøy, Kvitsøy. Kart hentet fra Kartverket (2019).



## 4.2 Klassifisering av bergmassen

På hver enkelt lokalitet ble det foretatt en klassifisering av bergmassen. Q-verdi og GSI ble tatt på samtlige lokaliteter, mens JCS- og JRC-målinger ble utført på lokalitet 2, 5 og 7. En enkel beskrivelse av bergartsblotningen ved hver lokalitet ble også utført, og gjengis kort under. Sprekkeorientering nevnes også kort her, men blir ikke gjennomgått i detalj før kapittel 4.3.

### Lokalitet 1 - Bergartsblotning ved veisvingen ut mot Krågøy (Lat/Long: 59.06871/5.43540)

Bergarten på lokaliteten består av en grønnskifer med tydelige foldestrukturer og stedvis overflateforvitring. Forvitringen og foldestrukturene avtar gradvis mot nord. To primære sprekkesett observeres: ett foliasjonssprekkesett med fall mot vest og ett steiltstående sprekkesett orientert vinkelrett på foliasjonsretningen. Tilfeldige sprekker opptrer også.



**Figur 4.2:** Lokalitet 1, grønnskifer. Tydelig skifrig foliasjon med tilnærmet retning nord. Det vertikale sprekkesettet kan også observeres. Foldestrukturer markert med rød striplet linje. Bildet er tatt mot vest.

**Lokalitet 2 - Veiskjæring Kråøyveien (Lat/Long: 59.06936/5.43478)**

Bergarten på lokaliteten består av en grønnskifer med tydelige horisontale foliasjonssprekker. Mindre overflateforvitring sammenlignet med lokalitet 1 sørover, men det opptrer også her (se fig. 4.3). Stedvis foldet. Tre primære sprekkese sett observeres: ett foliasjonssprekkese sett med fall mot vest, ett steiltstående sprekkese sett orientert vinkelrett på foliasjonsretningen og ett sprekkese sett orientert tilnærmet parallelt med foliasjonsretningen, men med et fall mot øst.

**Lokalitet 3 - Bergartsblotning øst for Kråøyveien (Lat/Long: 59.07083/5.43450)**

Bergarten på lokaliteten består av en grønnskifer/grønnstein som er mer massiv sammenlignet med lokalitet 1 og 2. Bergarten er ikke like foliert, og har en mer dyptgående forvitring hvor svakere deler av bergarten har erodert og blitt vasket ut med tiden (vises godt i fig. 4.4, hvor flere uthulninger i centimeterskala observeres). Tre primære sprekkese sett: ett foliasjonssprekkese sett med fall mot vest, ett steiltstående sprekkese sett orientert vinkelrett på foliasjonsretningen og ett sprekkese sett orientert tilnærmet parallelt med foliasjonen og fall mot øst. Stedvise sprekker med retning øst-nordøst og fall mot sør-sørøst forekommer også.

**Lokalitet 4 - Bergartsblotning øst for planlagt påhugg (Lat/Long: 59.07132/5.43462)**

Bergarten på lokaliteten består av en grønnskifer/grønnstein med en sterk foliasjon mot nord. Stedvis foldet og overflateforvitret. Kvartsårer opptrer flere steder langs hele lokaliteten (se fig. 4.5). To primære sprekkese sett observeres: ett foliasjonssprekkese sett med fall mot øst og ett steiltstående sprekkese sett som kutter foliasjonen med ca. 40-55 grader (foliasjonen er her orientert ca. N165°Ø, mens det steiltstående sprekkese settet er orientert ca. N110°Ø - N125°Ø). Tilfeldige sprekker opptrer også.

**Lokalitet 5 - Ved påhugget (Lat/Long: 59.07184/5.43288)**

Bergarten på lokaliteten består av en relativt massiv grønnstein med en varierende grad av foliasjon. Sammenlignet med de andre lokalitetene er dette den minst folierte bergblotningen. Ut-

bulende og runde strukturer opptrer spredt rundt påhugget, og mest sannsynlig er dette en form for putelavastruktur. Ifølge Grimstad (2010) finnes det putelava i Karmøyofiolittkomplekset, som hele Kvitsøy er en del av. Mindre foldestrukturer opptrer stedvis. To primære sprekkese sett observeres: ett foliasjonssprekkesett med fall mot øst og ett steiltstående sprekkese sett som kutter foliasjonen med ca. 30-40 grader. Foliasjonen har ved denne lokaliteten en mer varierende retning på grunn av putelavastrukturene (ca. N150°Ø - N180°Ø). Flere tilfeldige sprekker opptrer utenom sprekkese settene.

### **Lokalitet 6 - Nord for påhugget (Lat/Long: 59.07221/5.43289)**

Bergarten på lokaliteten består av en relativt lik grønnstein som ved selve påhugget på lokalitet 5, men bærer preg av mer dagforvitring. Dette er mest sannsynlig et resultat av lokalitetens værutsatte posisjon rett ved sjøen. Grønnsteinen er også mindre massiv enn lokalitet 5, og har en mer tydelig foliasjon. Putelavastrukturer opptrer spredt (se fig. 4.7b). To primære sprekkese sett observeres: ett foliasjonssprekkesett med fall mot øst og ett steiltstående sprekkese sett som kutter foliasjonen med ca. 40-60 grader. Flere sporadiske sprekker forekommer.

### **Lokalitet 7 - Veiskjæring ved Kvitsøykaia (Lat/Long: 59.057995/5.416386)**

Bergarten på lokaliteten består av en massiv grønnstein uten tydelig foliasjon. Grønnsteinen er lite forvitret og har ett sprekkese sett. Sporadiske sprekker observeres, som regel med et vertikalt fall. Kvartsårer opptrer også spredt langs hele veiskjæringen (se fig. 4.8).





**Figur 4.3:** Lokalitet 2, grønskifer. Viser tydelig skifrighet og flere sprekkesett. Stedvis oppknust/overflateforvitret, vises godt til høyre i nederste bilde. Bildene er tatt mot vest-nordvest.





**Figur 4.4:** Lokalitet 3, grønskifer/grønnstein. Mindre tydelig foliasjon, flere sprekkesett. Øvre bilde er tatt mot øst-nordøst, nedre bilde er tatt mot nord.





(a)



(b)

**Figur 4.5:** (a) Lokalitet 4, grønskifer/grønnstein. Bildet er tatt mot øst. (b) Kvartsårer opptrer stedvis langs hele lokaliteten.





(a)



(b)

**Figur 4.6:** Lokalitet 5, grønnstein. **(a)** Viser en mer massiv grønnstein uten tydelig foliasjon og med flere tilfeldige sprekker. Bildet er tatt nede ved veiskjæringen rundt påhugget, retning vest-sørvest. **(b)** Mer foliert grønnstein, viser to tydelige sprekkesett. Bildet er tatt oppe ved påhugget, retning øst.





**Figur 4.7:** Lokalitet 6, grønnstein. (a) Oversikt over lokalitet 6, sett mot nord. (b) Putelavastrukturer i grønnsteinen. Bildet er tatt mot nord.





**Figur 4.8:** Lokalitet 7, grønnstein. (a) Oversikt over lokalitet 7, utsprengt veiskjæring med en relativt fersk grønnstein uten mye forvitring. (b) Kvartsårer i grønnsteinen.

### 4.2.1 Q-verdi

En av metodene som ble benyttet i felt for å estimere bergmassekvaliteten ved de forskjellige lokalitetene var Q-systemet. Dette klassifikasjonssystemet ble utviklet av NGI i perioden 1971 til 1974 (Barton et al., 1974), og er et av de mest anvendte berg-klassifiseringssystem ved driving av tunnel og bergrom (NGI, 2015). Hovedpoenget med Q-systemet er å beregne en Q-verdi ut fra tre primærfaktorer: bergmassens oppsprekking, friksjonsforhold langs sprekker i bergmassen og spenningsforholdene i og rundt bergmassen. Disse tre faktorene kan estimeres i felt ved å finne de seks parameterne:

- oppsprekkingstall ( $RQD$ )
- antall sprekkesett ( $J_n$ )
- sprekkeruhet ( $J_r$ )
- sprekkefylling ( $J_a$ )
- sprekkevann ( $J_w$ )
- spenningsfaktoren ( $SRF$ )

Forholdet  $RQD/J_n$  utgjør bergmassens oppsprekking,  $J_r/J_a$  utgjør friksjonsforholdet langs sprekkeene i bergmassen og  $J_w/SRF$  utgjør spenningsforholdet i bergmassen. De seks parameterne tallfestes i felt ved hjelp av NGI (2015) sine tabeller vist i vedlegg F. Q-verdien kan deretter regnes ut med ligningen:

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

Den resulterende Q-verdien vil variere fra 0,001 til opp mot 1000, avhenging av bergmassens kvalitet. En høyere Q-verdi indikerer god stabilitet, mens en lavere verdi indikerer dårligere stabilitet. Q-verdien kan deretter benyttes til å estimere dimensjoneringen av permanent sikring i tunnelen eller bergrommet. Dette gjøres ved å benytte et sikringsdiagram utviklet av NGI

(2015) (se vedlegg G og H). Sikringsdiagrammet er basert på empiriske data fra tidligere underjordsanlegg.

Under feltkartleggingen på Kvitsøy ble det beregnet Q-verdi på samtlige lokaliteter. Siden kartleggingen ble foretatt i dagen, så var det ikke like lett å estimere alle parameterne nøyaktig. Spesielt tallet for sprekkefylling ( $J_a$ ) kan være usikkert når en kartlegger i dagen, da sprekke materialet kan ha blitt vasket ut fra de overflatenære sprekke over tid. Ifølge NGI (2015) vil sprekkefyllinger ofte fremdeles finnes i veiskjæringer eller andre utsprenge flater. Lokalitet 2, 5 og 7 utgjør slike flater, men det ble i likhet med de naturlige bergblotningene observert uomvandlede sprekkeflater uten mineralbelegg der. Enkelte sprekker på lokalitet 2 inneholdt små sandlignende partikler, og  $J_a$  ble derfor satt til 1,5 der. Estimering av sprekkevannstallet ( $J_w$ ) og spenningsfaktoren ( $SRF$ ) var også utfordrende. Sprekkevannstallet ble satt til 1, da vann- tapsmålinger gjort i området har gitt resultater som indikerer en tett og tørr bergmasse. I tillegg vil forinjeksjon ved behov i sjaktene tette eventuelle innsig av betydelig karakter. Spenningsfaktoren ble også satt til 1, da sjaktene ikke krysser noen større svakhetssoner (se vertikalprofil i vedlegg A) og utførte bergspenningsmålinger viser relativt gunstige spenningsforhold (Larsen og Hagen, 2016). Q-verdi samt de seks tilhørende parameterne ved hver lokalitet er listet opp i tabell 4.1.

**Tabell 4.1:** Oversikt over Q-verdi og relevante parametere.

Lokalitet (plassering ift. planlagt påhugg)	$RQD$	$J_n$	$J_r$	$J_a$	$J_w$	$SRF$	Q-verdi
1.1 (ca. 350 m S-SØ for påhugg)	30	6	2	1	1	1	10
1.2 (ca. 340 m S-SØ for påhugg)	60	6	1,5	1	1	1	15
2.1 (ca. 270 m S-SØ for påhugg)	40	6	1,5	1,5	1	1	6,67
2.2 (ca. 260 m S-SØ for påhugg)	30	9	2	1,5	1	1	4,44
3.1 (ca. 130 m S-Ø for påhugg)	60	9	1,5	1	1	1	10
4.1 (ca. 100 m Ø for påhugg)	50	6	1,5	1	1	1	12,5
5.1 (topp av påhugg)	50	6	1,5	1	1	1	12,5
5.2 (veiskjæring ved påhugg)	50	6	3	1	1	1	25
6.1 (ca. 60 m N for påhugg)	40	6	1,5	1	1	1	10
7.1 (veiskjæring ved Kvitsøykaia)	95	3	2	1	1	1	63,33

Som det fremgår av resultatene i tabell 4.1, så ligger Q-verdiene i nærheten av påhugget og planlagt plassering av vertikalsjaktene på rundt 4,5 til 25. Dette tilsvarer etter NGI (2015) sin klassifisering en bergmasse av middels til god kvalitet. En viktig faktor å ta med seg ved felt-

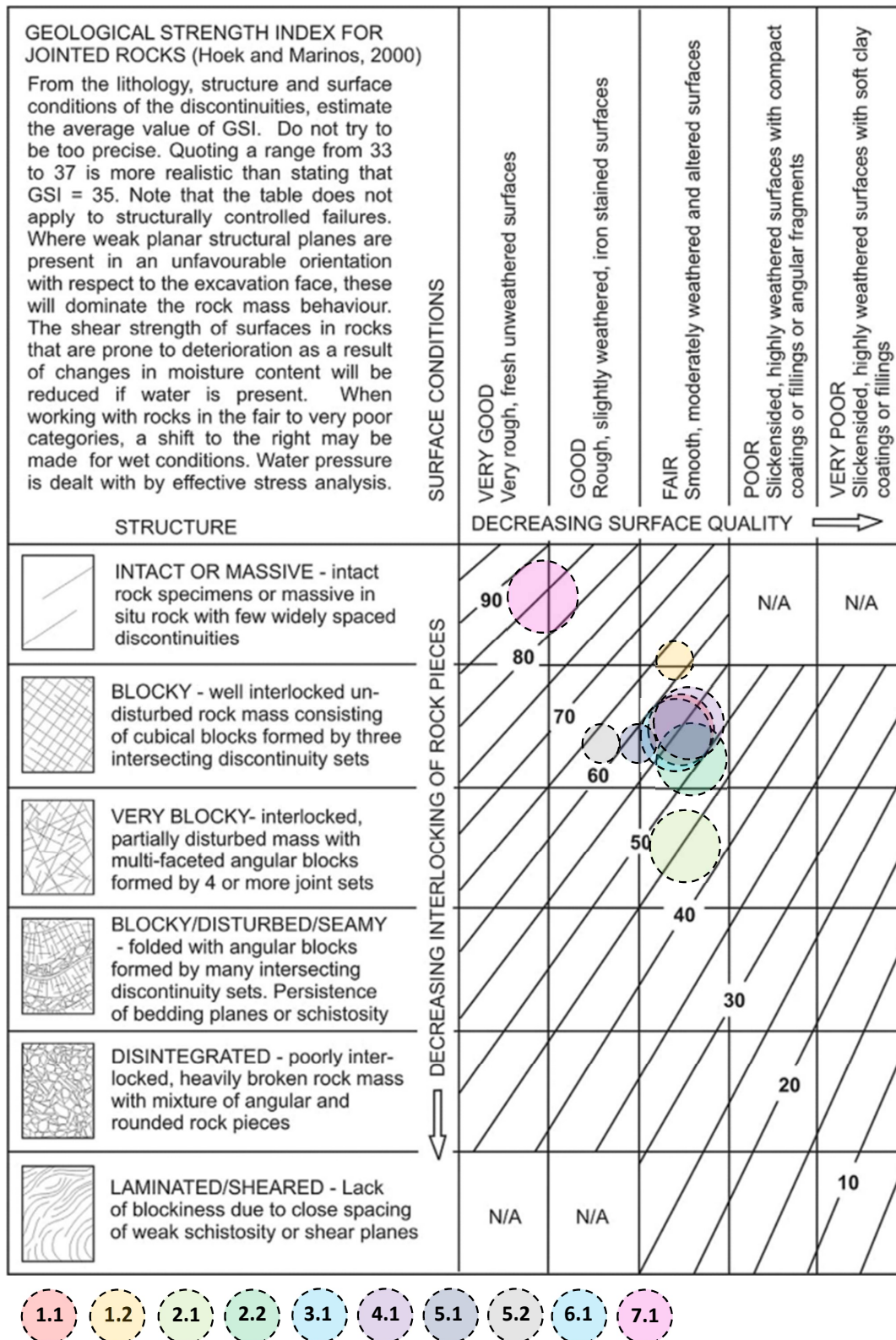
kartlegging er at bergmassen nær overflaten ofte vil være mer oppsprukket og forvitret sammenlignet med bergmassen ved et større dyp. Dette er særlig tilfelle med skifrige bergarter, da de har en tendens til å smuldre opp nær overflaten (NGI, 2015). Lokalitetene på Kvitsøy er også, med sin plassering ute mot havgapet, utsatt for nedbrytning fra vær og vind. Q-verdiene fra tabell 4.1 kan derfor gi et lavere bergmassekvalitetsanslag enn det som er tilfellet lenger ned i bergmassen. Blotningene regnes dog som gode, spesielt lokalitet 5.2 og 7 som utgjorde utsprengte flater med lite forvitring. Det antas derfor at disse ga et godt anslag på bergmassens Q-verdi nedover dypet.

### 4.2.2 GSI

GSI (Geological Strength Index) er et bergmasseklassifiseringssystem som i likhet med Q-systemet brukes for å karakterisere en bergmasse sin kvalitet/styrke. Systemene brukes dog til forskjellige formål. Q-systemet er best egnet til å estimere bergmassekvalitet i henhold til tunnelsikring, mens GSI fokuserer mer på bergmassens egenskaper og bruk som inngangsparameter i numerisk analyse (Marinos et al., 2007). En numerisk analyse av vertikalsjaktene foretas i denne oppgaven, og det ble derfor logget GSI-verdier ved hver lokalitet under feltkartleggingen på Kvitsøy.

GSI-verdien ved bergblotningene ble estimert med enkle visuelle observasjoner av bergmassens struktur og overflateforvitring. Figur 4.9 illustrerer hvordan GSI-verdien velges ut fra et diagram delt opp i to hovedakser. Den vertikale akse gjengir kvaliteten på bergmassens struktur, rangert fra laminert/skifrig til intakt/massiv. Den horisontale akse gjengir kvaliteten på bergmassens overflate (herunder sprekkeoverflatenes ruhet, sprekkefyll, grad av forvitring o.l.), rangert fra veldig lav til veldig god. GSI-verdien vil variere fra 0 til 100 etter økende bergmassestyrke. Tabell 4.2 oppsummerer GSI-verdien og tilhørende valg av bergmassestruktur og overflatekvalitet. Verdiene er oppgitt i et intervall, da det er vanskelig å tallfeste en nøyaktig GSI-verdi i felt. Figur 4.9 illustrerer også hvor i diagrammet de forskjellige målingene fra hver av lokalitetene plasseres.





**Figur 4.9:** Diagram til brug ved klassifisering av GSI (Hoek og Marinos, 2000). Estimert område for GSI-verdi ved hver lokalitet er markert.

**Tabell 4.2:** Oversikt over GSI-verdier ved hver lokalitet.

Lokalitet (plassering ift. planlagt påhugg)	Struktur	Overflatekvalitet	GSI
1.1 (ca. 350 m S-SØ for påhugg)	Blocky	Fair	50-60
1.2 (ca. 340 m S-SØ for påhugg)	Intact - Blocky	Fair	60-65
2.1 (ca. 270 m S-SØ for påhugg)	Very Blocky	Fair	40-50
2.2 (ca. 260 m S-SØ for påhugg)	Blocky	Fair	45-55
3.1 (ca. 130 m S-Ø for påhugg)	Blocky	Fair	50-60
4.1 (ca. 100 m Ø for påhugg)	Blocky	Fair	50-60
5.1 (topp av påhugg)	Blocky	Good - Fair	55-60
5.2 (veiskjæring ved påhugg)	Blocky	Good	60-65
6.1 (ca. 60 m N for påhugg)	Blocky	Fair	50-60
7.1 (veiskjæring ved Kvitsøykaia)	Intact	Very Good - Good	80-90

Tabellen over viser at GSI-verdien til de kartlagte bergartsblotningene ligger på et snitt rundt 54-62,5.

### 4.2.3 JCS

JCS (Joint Compressive Strength) er et mål på bergmassens styrke. Hvis bergmassen det måles JCS på er fullstendig uforvitret, så vil JCS-verdien tilsvare bergmassens enaksiale trykkfasthet (UCS):  $\sigma_c$  (Grøneng og Nilsen, 2009). Dette er sjelden tilfellet i virkeligheten, og Barton og Choubey (1977) har estimert en konservativ nedre grense for JCS-verdi lik  $\frac{1}{4}\sigma_c$ . JCS kan estimeres på flere ulike metoder, blant annet ved punktlasttest, enaksial trykkfasthetstest eller ved bruk av en Schmidthammer på in-situ sprekkeflater eller kjerneprøver (Grøneng og Nilsen, 2009). Under feltkartleggingen på Kvitsøy ble det valgt å utføre Schmidthammer-målinger på in-situ sprekkeflater, da dette er en enkel og ikke-destruktiv metode å estimere JCS-verdi på.

Målingene i felt ble foretatt etter ISRM (1978) sin standard måleprosedyre for bruk av Schmidthammer (Type L). Målingene ble tatt ved å plassere Schmidthammeren mot bergmassens overflate, for så å utløse et fjærladet stempel som slås mot bergoverflaten. I det stempelet treffer bergoverflaten sender den ut energi som reflekteres av bergmassen. Den reflekterte energien måles av Schmidthammeren og gir en verdi kalt Schmidt-hardhet. For massive og sterke bergarter vil en god del av energien bli reflektert tilbake. For mer oppsprukne og svake bergarter vil energien derimot absorberes langs sprekkeflater og lignende. Schmidt-hardhet kan så konverte-

res til JCS ved hjelp av et korrelasjonsdiagram gjengitt i vedlegg I.

Målingene ble utført på tre lokaliteter, og ved hver av disse ble det foretatt totalt 40 målinger. 20 av målingene ble tatt på intakt berg, og 20 målinger ble tatt mot eksponerte sprekkeplan. Retningen på Schmidthammeren under utførelse av målingene ble også notert, da mengden energi som reflekteres påvirkes av hammerens orientering grunnet gravitasjonskraften (mer energi går tapt hvis det må reflekteres oppover) (Grøneng og Nilsen, 2009). Schmidt-hardheten ble så beregnet som gjennomsnittet av de ti høyeste verdiene i hvert målesett, og konvertert til JCS-verdi ved hjelp av korrelasjonsdiagrammet i vedlegg I. Tyngdetettheten til bergmassen ble satt som gjennomsnittsverdien av tyngdetettheten til kjerneprøvene fra laboratorieundersøkelsene i kapittel 5:  $\gamma \approx 29 \text{ kN/m}^3$ . Tabell 4.3 viser en oversikt over JCS-verdien ved hver målte lokalitet. En mer fullstendig oversikt med samtlige Schmidthammer-målinger og notert orientering på hammeren under utførelse er gjengitt i vedlegg J.

**Tabell 4.3:** Oversikt over estimert JCS-verdi ved lokalitet 2, 5 og 7.

Lokalitet (plassering ift. planlagt påhugg)	Måleflate	JCS [MPa]
Lokalitet 2 (ca. 270 m S-SØ for påhugg)	Intakt fjell	140
	Sprekkeflate	95
Lokalitet 5 (veiskjæring ved påhugg)	Intakt fjell	115
	Sprekkeflate	155
Lokalitet 7 (veiskjæring ved Kvitsøykaia)	Intakt fjell	130
	Sprekkeflate	60
<b>Gjennomsnittsverdi JCS</b>	<b>Intakt fjell</b>	<b>128</b>
	<b>Sprekkeflate</b>	<b>103</b>
	<b>Kombinert snitt</b>	<b>116</b>

Resultatene i tabell 4.3 viser at JCS-verdien i snitt er høyere på intakt fjell enn på sprekkeflatene. Unntaket finner vi på lokalitet 5, hvor sprekkeflatene har en betydelig høyere JCS-verdi (ca. 40 MPa høyere). Dette er i mot normalen, men det kan være et resultat av flere faktorer: for eksempel skjult oppsprekking eller forvitring bak målepunktene i det intakte fjellet. Vanligvis unngås slik variasjon ved å måle på forskjellige punkter spredt langs hele lokaliteten, noe som ble gjort i felt. Sprekkeflatene ved lokaliteten var dog planere og lettere å måle på sammenlignet med det intakte fjellet. Etter samtale med prof. Bjørn Nilsen i felt ble det konkludert med at dette kan ha påvirket resultatet, da målinger på uregelmessige flater ofte vil gi en lavere Schmidt-hardhetsverdi.

#### 4.2.4 JRC

JRC (Joint Roughness Coefficient) er et mål på ruheten langs sprekkeoverflatene på en bergmasse. JRC-verdien varierer fra 0 for plane glidespeil til 20 for ujevne og svingende sprekkeoverflater med høy ruhet. Det finnes flere forskjellige metoder for å finne JRC, blant annet ved in-situ måling av ruhetsamplitude, konvertering av  $J_r$  fra Q-systemet til JRC-verdi eller ved labforsøk som for eksempel tilt test av kjerneprøver med sprekker (Grøneng og Nilsen, 2009). Under feltkartleggingen på Kvitsøy ble førstenevnte metode utført, da dette er en enkel og direkte måte å estimere JRC på.

Målingene ble foretatt etter Grøneng og Nilsen (2009) sine metodebeskrivelser for JRC-måling i felt. Metoden ble utført ved å legge en meterstokk ( $L = 1m$ ) langs eksponerte sprekkeplan, for så å måle den maksimale avstanden fra bergoverflaten opp til meterstokken. Den maksimale avstanden utgjør amplituden ( $a$ ), som sammen med meterstokkens lengde ( $L$ ) plottes inn i korrelasjonsdiagrammet for JRC-estimering (se vedlegg K). Etter Grøneng og Nilsen (2009) sine anbefalinger ble det utført måletaking i fire forskjellige retninger: langs strøket, langs fallet og  $\pm 45^\circ$  relativt til fallretningen. Det ble målt opp to slike sett på lokalitet 2 og 7, og tre sett på lokalitet 5. Fullstendige resultater vises i tabell 4.4.


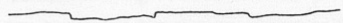
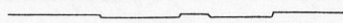
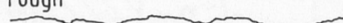
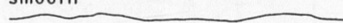
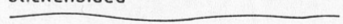
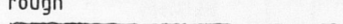




**Tabell 4.4:** Oversikt over estimert JRC-verdi ved lokalitet 2, 5 og 7.

Lokalitet	Målesett	Måleretning	Amplitude [mm]	JRC
Lokalitet 2	#1	Langs strøkretning	20	9
		Langs fallretning	14	6
		+45° ift. fallretning	13	5,5
		-45° ift. fallretning	21	9
	#2	Langs strøkretning	49	20
		Langs fallretning	24	10,5
		+45° ift. fallretning	28	13
		-45° ift. fallretning	27	12
Lokalitet 5	#1	Langs strøkretning	24	10,5
		Langs fallretning	18	8
		+45° ift. fallretning	19	8,5
		-45° ift. fallretning	24	10,5
	#2	Langs strøkretning	17	7,5
		Langs fallretning	39	17
		+45° ift. fallretning	33	14,5
		-45° ift. fallretning	34	15
	#3	Langs strøkretning	22	9,5
		Langs fallretning	13	5,5
		+45° ift. fallretning	11	5
		-45° ift. fallretning	13	5,5
Lokalitet 7	#1	Langs strøkretning	23	10
		Langs fallretning	14	6
		+45° ift. fallretning	13	5,5
		-45° ift. fallretning	28	13
	#2	Langs strøkretning	26	11,5
		Langs fallretning	44	19,5
		+45° ift. fallretning	32	14
		-45° ift. fallretning	39	17
<b>Gjennomsnittsverdi JRC</b>			<b>Lokalitet 2</b>	<b>10,6</b>
			<b>Lokalitet 5</b>	<b>9,75</b>
			<b>Lokalitet 7</b>	<b>12,1</b>

Som resultatene i tabell 4.4 viser, varierer JRC-verdien målt i felt fra ca. 9,8 til 12. Dette tilsvarer sprekkeflater med en middels ruhet og undulering, og samsvarer godt med observasjoner gjort i felt. Ved lokalitet 2, 5.2 og 7 (hvor JRC-målingene ble tatt) ble  $J_r$  i Q-systemet satt som 2-3, noe som etter Barton (1988) samsvarer med en JRC-verdi på 8-9 for sprekkeflater med en blokkstørrelse på rundt 100 cm ( $JRC_{100}$ ) og 11-14 for sprekkeflater med en blokkstørrelse på rundt 20 cm ( $JRC_{20}$ ). Blokkstørrelsen er et mål på avstanden mellom kryssende sprekker langs sprekkeflaten det måles på. I felt varierte denne lengden fra ca. 40-100 cm der hvor JRC-

målingene ble tatt. Figur 4.10 viser relasjonen mellom  $J_r$  og JRC.

Relation between $J_r$ and $JRC_n$ Subscripts refer to block size (cm)		$J_r$	$JRC_{20}$	$JRC_{100}$
I	rough 	4	20	11
II	smooth 	3	14	9
III	slickensided 	2	11	8
Stepped				
IV	rough 	3	14	9
V	smooth 	2	11	8
VI	slickensided 	1.5	7	6
Undulating				
VII	rough 	1.5	2.5	2.3
VII	smooth 	1.0	1.5	0.9
IX	slickensided 	0.5	0.5	0.6
Planar				

**Figur 4.10:** Retningslinjer for valg av JRC-verdi basert på sprekketype,  $J_r$  og in-situ blokkstørrelse (Barton, 1988).

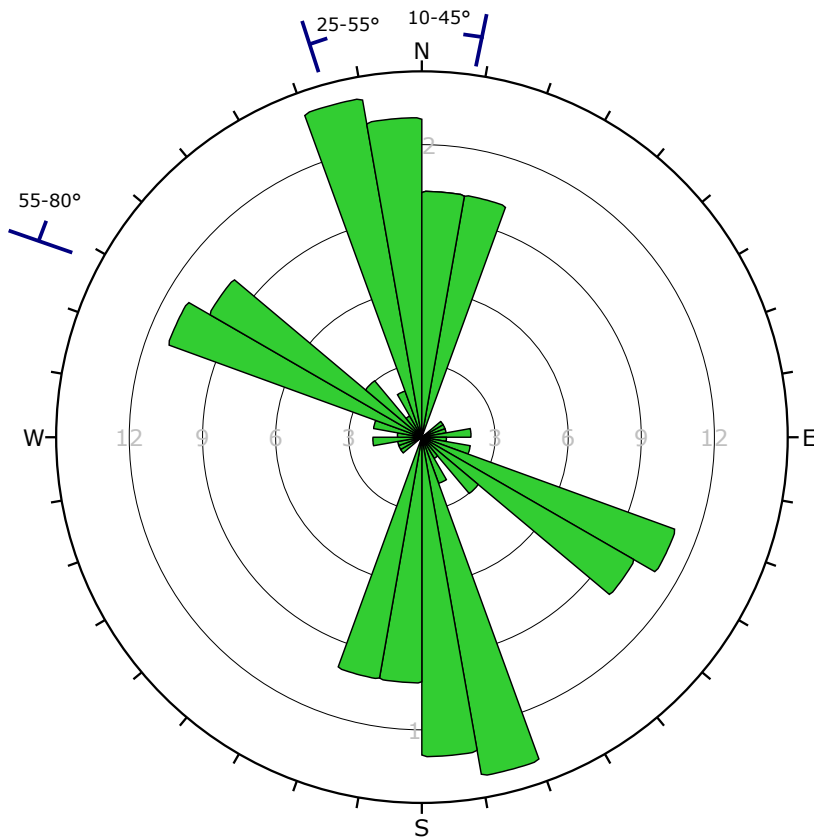
## 4.3 Sprekkemålinger

Under feltbesøket til Kvitsøy ble det foretatt målinger av strøk og fall for sprekker og foliasjonsplan. Målingene ble tatt med klinometerkompass og registrert etter metoden «N 000° Ø / 00° X», hvor «N 000° Ø» beskriver strøkkretningen i antall grader mot øst fra nord, og «00° X» beskriver fallet i grader mot X (kompassretningen til fallet). Det ble foretatt totalt 82 målinger, og disse er gjengitt samlet i en sprekkerose og et stereonett under (se figur 4.11). For hver lokalitet er det også laget egne sprekkeroser og stereonett (se figur 4.12-4.17).

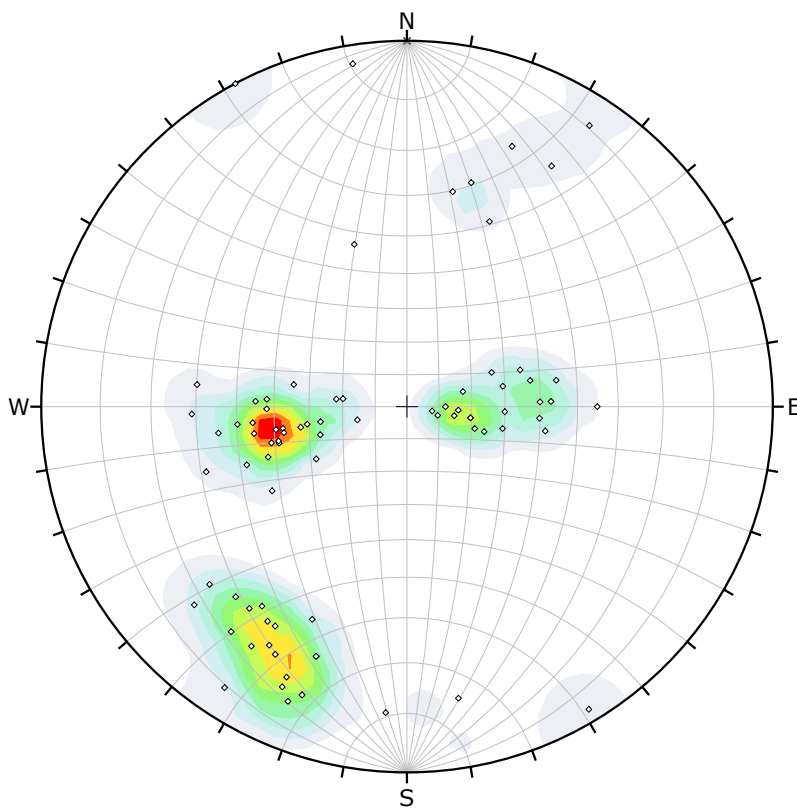
Resultatet av hovedplottene i figur 4.11 viser at det er tre primære sprekkesett som dominerer. To av disse sprekkesettene utgjør sprekker som forekommer på grunn av foliasjonen i grønnskiferen/grønnsteinen. Disse har en omtrentlig retning på N340°Ø - N20°Ø. Fallretningen til disse sprekkeene varierer fra ca. 25°-55°Ø og fra ca. 10°-45°V. Avviket i fallretning er et resultat av at bergarten på lokalitetene ofte er delvis foldet, foliært og enkelte ganger inneholder utbulende karakteristika som putelavastrukturer. Det tredje sprekkesettet har en orientering som står tilnærmet vinkelrett på foliasjonen, med en strøkkretning på N290°Ø - N310°Ø. Fallet langs dette sprekkesettet er steilt, og varierer fra 55°-80°NNØ. Som det fremgår av stereonetet i figur 4.11 forekommer det også en liten konsentrasjon av sprekkemålinger med strøkkretning N285°Ø - N305°Ø og fall rundt 20°-80°SSV.

Når det gjelder sprekkemålingene ved de enkelte lokalitetene isolert sett, så gir plottene i figur 4.12-4.17 et tydelig bilde av at sprekkedataene samsvarer relativt godt ved hver lokalitet. Samtlige lokaliteter har to dominerende sprekkesett i form av foliasjonssettet med retning  $\pm 20^\circ\text{N}$  og det steiltstående sprekkesettet med retning ca. N290°Ø - N310°Ø. Noe variasjon observeres ved lokalitet 1 og 2, som har vestfallende foliasjonsplan i motsetning til lokalitet 3, 4, 5 og 6. Ved lokalitet 4 observeres det steiltstående sprekkesettet med et fall mot SSV, i motsetning til NNØ som sprekkesettet har ved de andre lokalitetene.

*Det ble kun foretatt én sprekkemåling ved lokalitet 7: N130°Ø/90°. Egen sprekkerose og stereonett er derfor ikke tatt med for lokalitet 7.*



<b>Plot Mode</b>	Rosette
<b>Plot Data</b>	Apparent Strike
<b>Face Normal Trend</b>	0.0
<b>Face Normal Plunge</b>	90.0
<b>Bin Size</b>	10°
<b>Outer Circle</b>	15 planes per arc
<b>Planes Plotted</b>	82
<b>Minimum Angle To Plot</b>	0.0°
<b>Maximum Angle To Plot</b>	90.0°



Symbol	Feature
◊	Pole Vectors

Color	Density Concentrations
(White)	0.00 - 1.30
(Light Blue)	1.30 - 2.60
(Light Green)	2.60 - 3.90
(Green)	3.90 - 5.20
(Yellow-Green)	5.20 - 6.50
(Yellow)	6.50 - 7.80
(Orange)	7.80 - 9.10
(Red-Orange)	9.10 - 10.40
(Red)	10.40 - 11.70
(Dark Red)	11.70 - 13.00

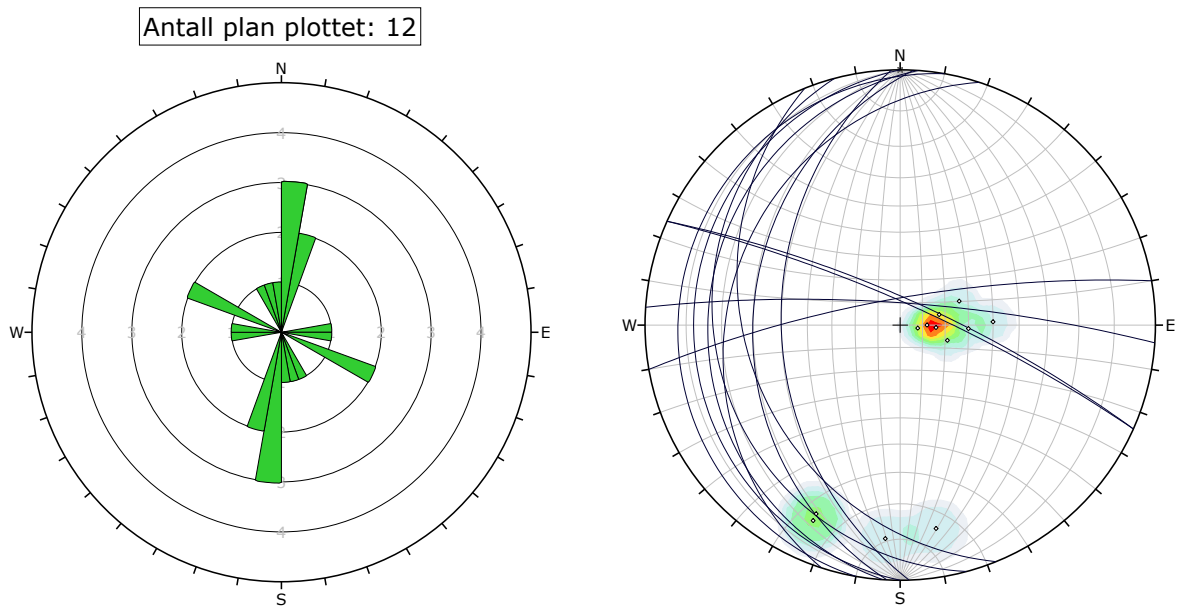
  

<b>Contour Data</b>	Pole Vectors
<b>Maximum Density</b>	12.62%
<b>Contour Distribution</b>	Fisher
<b>Counting Circle Size</b>	1.0%

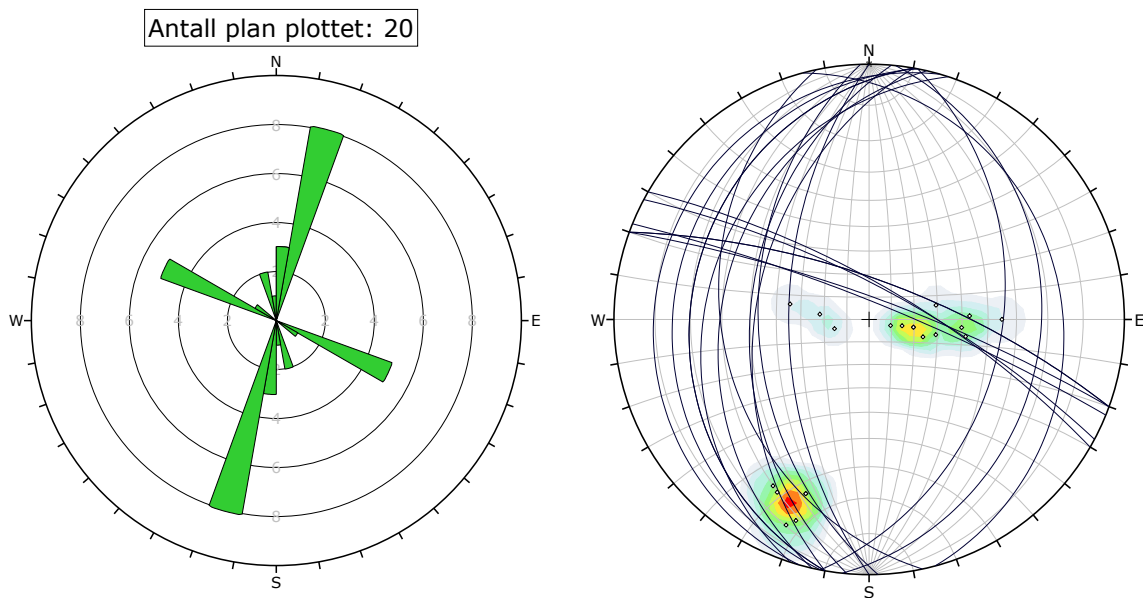
  

<b>Plot Mode</b>	Pole Vectors
<b>Vector Count</b>	82 (82 Entries)
<b>Hemisphere</b>	Lower
<b>Projection</b>	Equal Angle

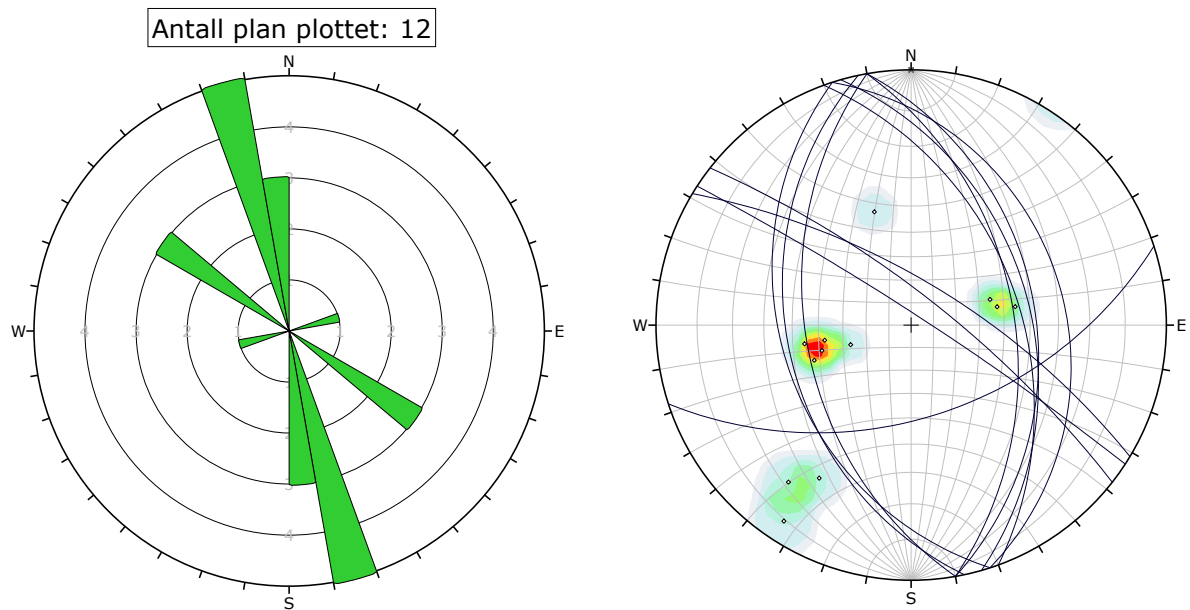
Figur 4.11: Sprekkerose og stereonett med polplott over samtlige målinger gjort på Kvitsøy. n=82.



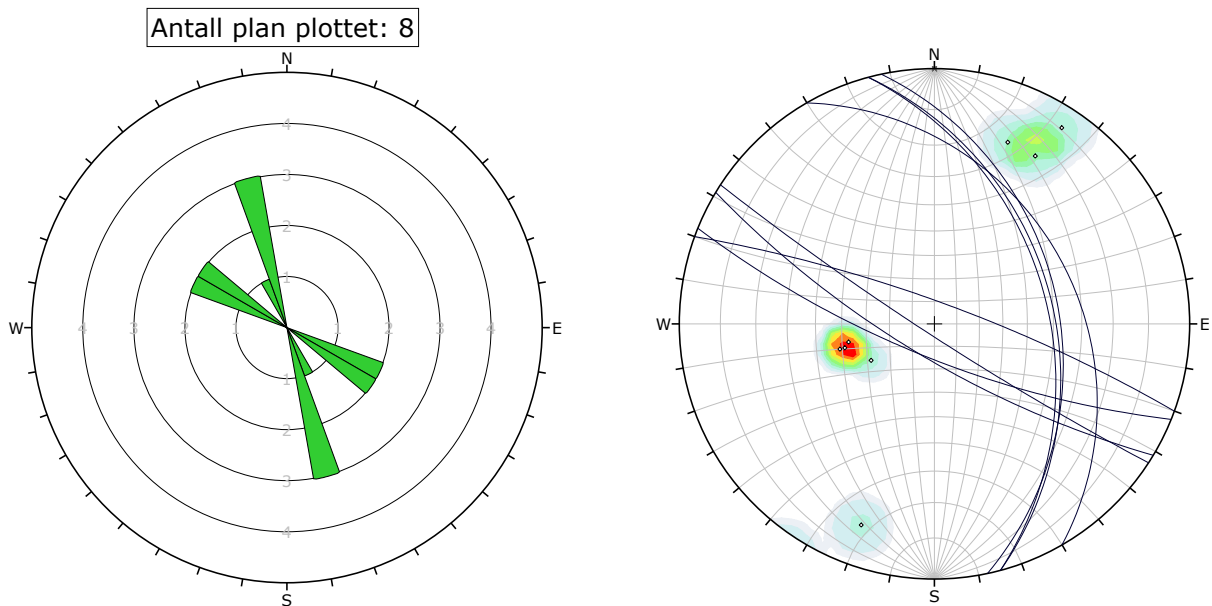
**Figur 4.12:** Sprekkerose og stereonett med polplott for lokalitet 1. I sprekkerosen er indre ring lik 1 og ytre ring lik 5.  $n=12$ .



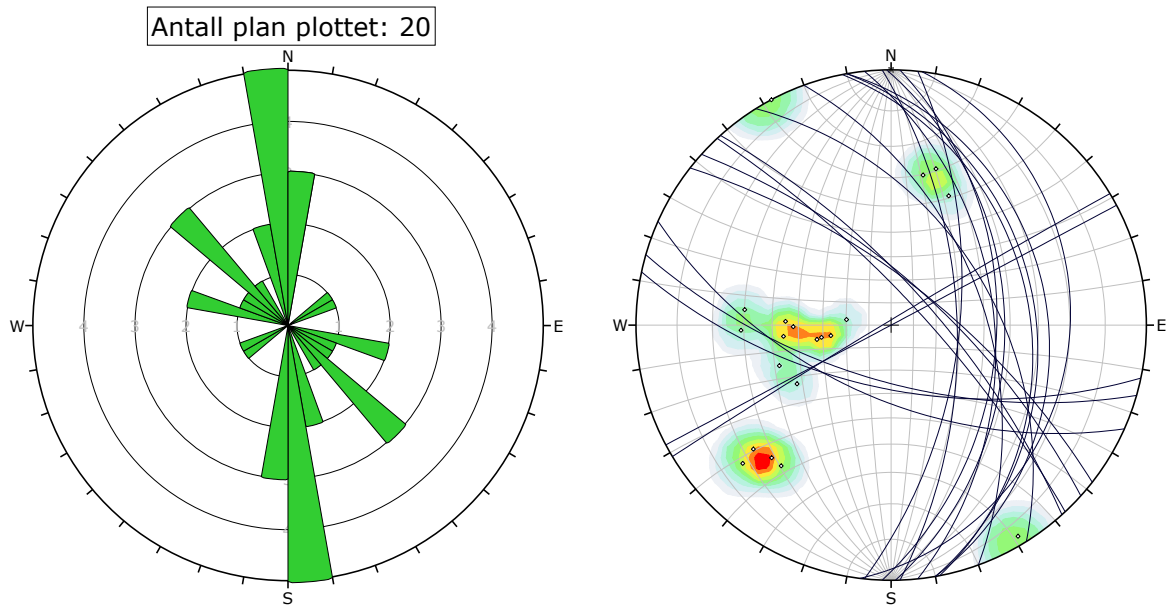
**Figur 4.13:** Sprekkerose og stereonett med polplott for lokalitet 2. I sprekkerosen er indre ring lik 2 og ytre ring lik 10.  $n=20$ .



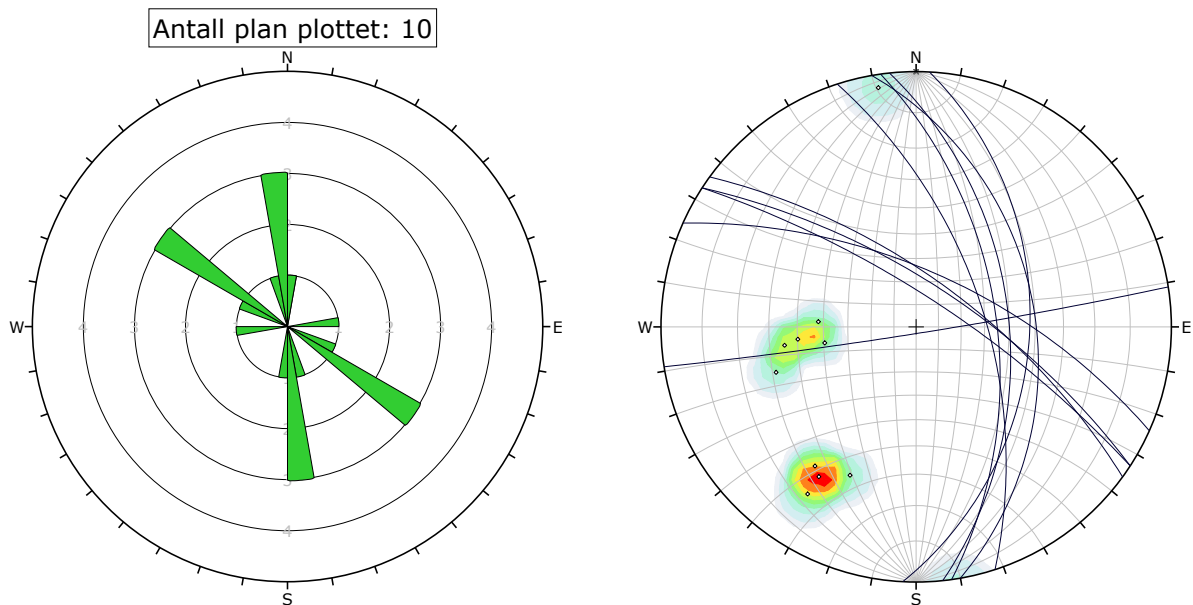
**Figur 4.14:** Sprekkerose og stereonett med polplott for lokalitet 3. I sprekkerosen er indre ring lik 1 og ytre ring lik 5.  $n=12$ .



**Figur 4.15:** Sprekkerose og stereonett med polplott for lokalitet 4. I sprekkerosen er indre ring lik 1 og ytre ring lik 5.  $n=8$ .



**Figur 4.16:** Sprekkerose og stereonett med polplott for lokalitet 5. I sprekkerosen er indre ring lik 1 og ytre ring lik 5.  $n=20$ .



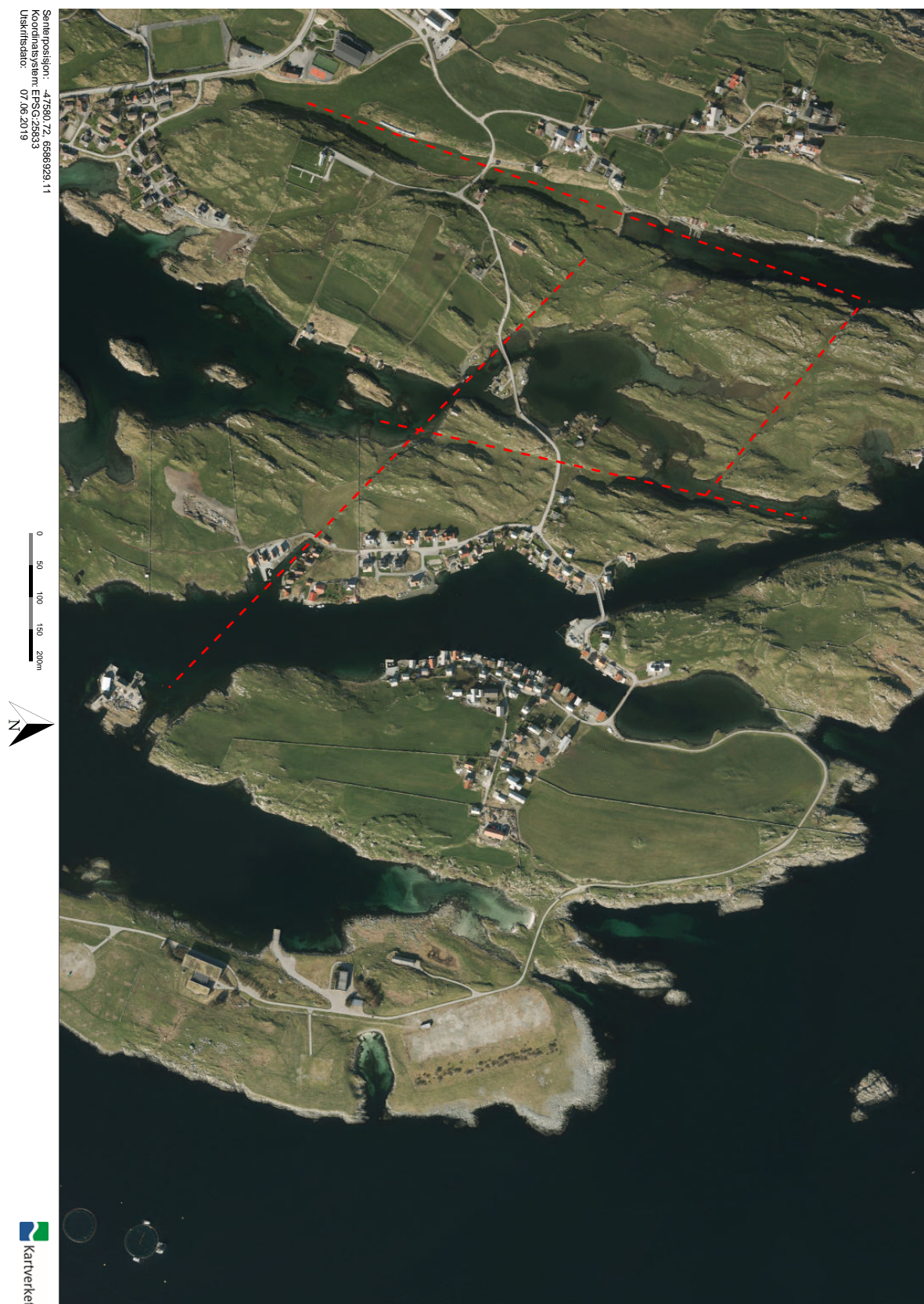
**Figur 4.17:** Sprekkerose og stereonett med polplott for lokalitet 6. I sprekkerosen er indre ring lik 1 og ytre ring lik 5.  $n=10$ .

## 4.4 Svakhetssoner

Observasjoner etter svakhetssoner i felt ble også foretatt, men det ble ikke funnet noen i større skala. Det ble også sett på flyfoto over Kvitsøy etter mulige svakhetssoner som markerte seg tydelig i terrenget. Disse er gjengitt i figur 4.18 på neste side. Som det fremgår av figuren ble det ikke observert noen tydelige svakhetssoner rundt påhuggsområdet eller ved de planlagte plasseringene av de to ventilasjonssjaktene på Krossøy. Dette betyr ikke nødvendigvis at det ikke finnes noen i nærheten, da sonene kan være dekket og skjult av løsmasser eller utfyllinger. Svakhetssoner kan også forekomme i dypet, og en vil være avhengig av refraksjonsseismikk eller kjerneboringer for å identifisere de.

Kjerneloggene til Multiconsult over borehull BH-03-2016 og BH-04-2016 fra Krossøy (se plassering i figur 4.19) viser at førstnevnte borehull ikke krysser noen større svakhetssoner, kun enkelte mindre soner med oppknust berg på 1-2 meter. BH-04-2016 krysser en enkel sone med oppknust berg ca. 226-260 meter ned (Slobodinski, 2016). Disse borehullene er plassert i nærheten av sjaktenes planlagte plassering, og gir en god indikasjon på hvordan bergforholdene utarter seg nedover dypet. Det er dog viktig å merke seg at tynne boreprøver i desimeterskala enkelt kan overse mulige svakhetssoner som sjaktene i meterskala vil treffe.





**Figur 4.18:** Oversikt over mulige svakhetssoner identifisert ved flyfoto-observasjoner. Kart hentet fra Kartverket (2019).

## 4.5 Kjerneprøveinnsamling

Foruten besøket til hovedkontoret for Rogfast-prosjektet i Mekjarvik og feltkartleggingen på Kvitsøy, ble det foretatt en visitt til Statens vegvesen sitt kjerneprøvelager i Sandnes. Formålet med dette besøket var å plukke ut kjerneprøver til laboratoriumstesting, samt få en generell oversikt over hvordan kjerneprøvene fra sjaktområdet så ut.



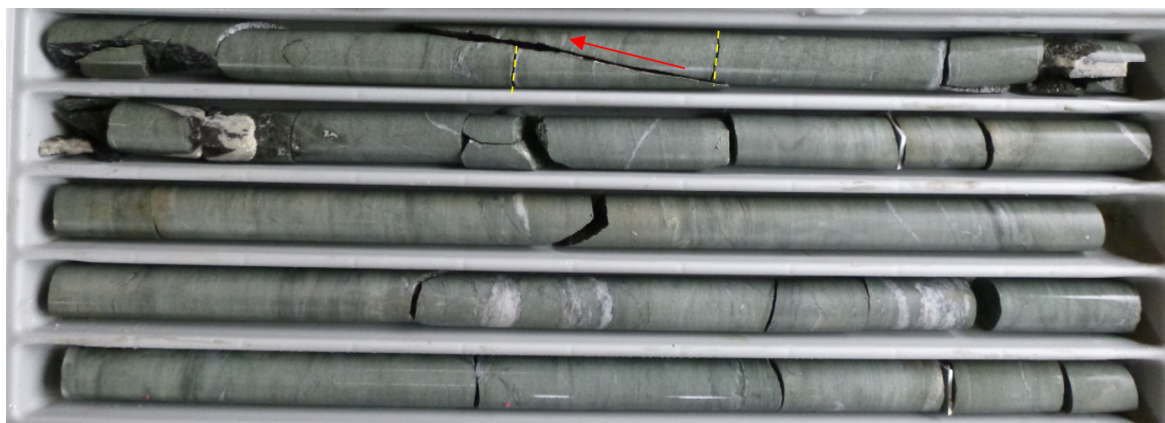
**Figur 4.19:** Oversikt over borehullene på Kvitsøy. Borehull 1 er boret med et fall på ca.  $45^\circ$  og borehull 2 med et fall på ca.  $74^\circ$ . Retningen på borehullene er indikert med blå streker. Borehull 3 og 4 er boret vertikalt. Hentet fra Slobodinski (2016).

På lageret befant det seg kjernemateriale fra fire borehull tatt på Kvitsøy i 2016 (se figur 4.19). Det ble valgt å plukke ut kjerneprøver fra borehull 3 og 4, da disse prøvene er boret ut i nærheten av sjaktens planlagte plassering. Borehull 3 ligger omtrent fem meter vest for innluft-sjakten, mens borehull 4 ligger omtrent 40 meter nord for utluft-sjakten (Dammyr et al., 2018). Kjerneprøvene hadde en diameter på ca. 50 mm. Det ble hentet ut nok kjernemateriale til å produsere fem hele kjerneprøver per borehull med en lengde lik 2,5-3 ganger kjernens diameter.

Kjernematerialet fra borehull BH-03-2016 og BH-04-2016 ble i tillegg studert for å identifisere seksjoner med høy grad av oppsprekking, samt se på orienteringen til brudd og sprekker. Av



praktiske årsaker ble dette gjort ved å studere bilder av kjerneprøvene. Bildene fra borehull BH-03-2016 viser primært grønnstein av god kvalitet. Enkelte soner med høy oppsprekking forekommer, men de strekker seg sjeldent over 1-2,5 meter. De fleste bruddene har en horisontal til subhorisontal bruddvinkel, men det forekommer også brudd med steilt fall. Et eksempel på dette vises i figur 4.20. Kombinasjonen av horisontale til subhorisontale brudd sammen med subvertikale brudd er ikke gunstig, da dette kan føre til utglidninger av sprekkeavløste blokker.



**Figur 4.20:** Kjerneprøver fra BH-03-2016 ved dybde 250-255 m som viser subvertikalt brudd i kombinasjon med horisontale brudd. Potensiell utglidning er markert med rød pil. Foto: Statens vegvesen.

Bildene fra borehull BH-04-2016 viser også primært grønnstein av god kvalitet, men det forekommer flere soner med høy oppsprekking sammenlignet med BH-03-2016. Dybdeintervallet fra 230-260 meter markerer seg som spesielt oppsprukket (se fig. 4.21). Det observeres også her primært horisontale til subhorisontale brudd, samt enkelte subvertikale brudd.



**Figur 4.21:** Kjerneprøver fra BH-04-2016 ved dybde 239-244 m som viser mer oppsprekking. Legg merke til kombinasjonen av horisontale og subvertikale brudd. Foto: Statens vegvesen.



## Laboratorieundersøkelser

I forbindelse med masteroppgaven ble det utført laboratorieundersøkelser på kjerneprøvene som ble hentet inn under feltbesøket på Kvitsøy. Hensikten med testene var å bestemme inngangsparametere til den numeriske analysen i kapittel 6. Det ble utført to tester: tilt- og UCS-test (enaksial trykkfasthet). Testene ble gjennomført i henhold til ISRM sine anbefalte standardprosedyrer for ovennevnte tester, og beskrives kort i delkapittelene under.

### 5.1 Om kjerneprøvene

Som nevnt i kapittel 4 ble det hentet inn kjerneprøver fra borehull BH-03-2016 og BH-04-2016 på Kvitsøy. Kjernematerialet ble tatt fra et dyp på ca. 102 m og 105 m for BH-03-2016 og et dyp på ca. 126 m og 129 m for BH-04-2016. Dette tilsvarer omtrent midtpunktet for lengden til de to planlagte ventilasjonssjaktene. Kjernematerialet besto utelukkende av bergarten grønnstein, med en varierende grad av foliasjon og foldning. Det ble totalt hentet inn nok kjernemateriale til å produsere ti kjerneprøver med en lengde på ca. 2,5-3 ganger diameteren (ca. 50 mm). Under transporten tilbake til Trondheim ble en liten del av kjernemateriale til BH-03-2016 knust, noe som resulterte i at det ble produsert ni kjerneprøver istedenfor ti.

Kjernematerialet ble kuttet opp og planslipt på bergmekanisk laboratorium ved NTNU Gløshaugen av overingeniør Jon Runar Drotninghaug. Kjerneprøvene ble så målt opp (diameter og

lengde) og veid. Det ble også utført målinger av lydshastighet i prøvene. Volum og tyngdetetthet ble utregnet på bakgrunn av kjerneprøvenes diameter og lengde. Disse dataene er oppsummert under i tabell 5.1.

**Tabell 5.1:** Oversikt over grunnleggende data for kjerneprøvene fra BH-03-2016 og BH-04-2016.

Kjerneprøve	Diameter [mm]	Lengde [mm]	Vekt [g]	Lydshastighet [ $m/s$ ]	Tyngdetetthet [ $kN/m^3$ ]
BH-03-2016-1	50,31	134,24	776,64	5993	28,55
BH-03-2016-2	50,31	134,24	785,75	5862	28,89
BH-03-2016-3	50,30	134,23	787,01	5836	28,95
BH-03-2016-4	50,33	134,24	782,53	5966	28,75
BH-04-2016-1	50,35	133,41	795,04	5701	29,37
BH-04-2016-2	50,35	133,40	786,23	5800	29,04
BH-04-2016-3	50,34	129,69	774,87	5790	29,45
BH-04-2016-4	50,36	133,38	790,13	5581	28,55
BH-04-2016-5	50,35	133,39	772,93	5581	28,97

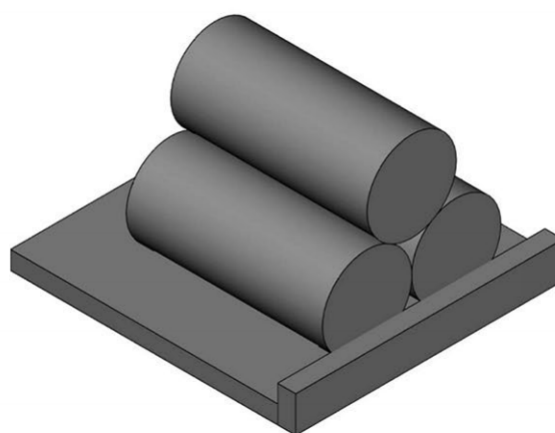
Som tabellen over viser så var de ni kjerneprøvene relativt like når det gjelder lydshastighet og tyngdetetthet, med et snitt på hhv.  $5790 m/s$  og  $28,95 kN/m^3$ . Kjerneprøvene hadde også like geologiske trekk: tydelig grønnstein med bånd av mørke mineraler, kalsitt og kvarts. Folieringen sto primært normalt på kjerneaksen, men kunne også opptre i en mer kaotisk og «bølgete» form. Dette kan observeres i de midtre kjerneprøvene i figur 5.1.



**Figur 5.1:** Fire kjerneprøver fra BH-04-2016 før testing.

## 5.2 Tilt-test

For å finne skjærstyrken til en diskontinuitet i en bergmasse er man avhengig av den residuale friksjonsvinkelen ( $\phi_r$ ). Det er vanskelig å estimere denne direkte i laboratoriet, da den er avhengig av testing på naturlige sprekkeoverflater. En annen mulighet er derfor å finne basis friksjonsvinkel ( $\phi_b$ ), for så å benytte en empirisk formel beskrevet av Barton og Choubey (1977) til å omregne  $\phi_b$  til  $\phi_r$ . Denne formelen samt utregning av  $\phi_r$  gjennomgås til slutt i dette delkapittelet.



**Figur 5.2:** Tilt-test med tre kjerner, også kjent som Stimpson-metoden. Hentet fra Alejano et al. (2018).

Basis friksjonsvinkel ( $\phi_b$ ) finnes ved hjelp av tilt-testen. Det eksisterer flere metoder å utføre denne testen på, og i denne oppgaven ble det valgt å gjennomføre tilt-testen med Stimpson-metoden beskrevet i Alejano et al. (2018). Denne metoden gjennomføres ved å plassere to kjerneprøver ved siden av hverandre med én kjerneprøve på toppen (se figur 5.2). Dette gjøres på en inklometermaskin. De to nederste kjerneprøvene presses sammen slik at de står tettest mulig. Disse kan heller ikke skli nedover horisontalflaten, da de holdes tilbake av en metallplate. Når inklometermaskinen starter vil kjernene sakte tiltes oppover. Etterhvert vil den øverste kjernen begynne å gli nedover, og maskinen stoppes umiddelbart. Tiltvinkelen ( $\beta$ ) kan deretter leses av inklometeret på maskinen. Denne målingen repeteres minimum fem ganger. Basis friksjonsvinkel ( $\phi_b$ ) for et enkelt sett kan deretter beregnes med formel 5.1:

$$\phi_b = \text{median} \left[ \tan^{-1} \left( \frac{\sqrt{3}}{2} \tan \beta_{i=1, \dots, 5} \right) \right] \quad (5.1)$$



Fordelen med denne metoden er at den bevarer kjerneprøvene, slik at de kan benyttes til videre testing (for eksempel UCS-testing).

Stimpson-metoden ble utført på kjerneprøve BH-03-2016-1, BH-03-2016-2 og BH-03-2016-3 samt kjerneprøve BH-04-2016-2, BH-04-2016-4 og BH-04-2016-5. Kjerneprøvene ble stablet i seks ulike oppsett per borehull (to av disse illustreres i figur 5.3). Dette ble gjort for å alternere hvilke kjerneprøver som lå øverst, samt hvilke overflater den øvre kjerneprøven gled på. Det ble foretatt fem målinger per kjerneoppsett, noe som gir totalt 30 målinger per borehull. En oversikt over tilt-resultatene er gjengitt i tabell 5.2.



**Figur 5.3:** (a) Oppsett av Stimpson-metoden på tilt-test apparatet. (b) To forskjellige kjerneprøveoppsett med varierende overflatekontakt.



**Tabell 5.2:** Oversikt over tiltvinklene ( $\beta$ ) fra tilt-testingen.

BH-03-2016		BH-04-2016	
Kjerneoppsett	Tiltvinkel ( $\beta$ )	Kjerneoppsett	Tiltvinkel ( $\beta$ )
#1	36,4°	#7	35,7°
	35,8°		34,7°
	35,1°		35,3°
	34,1°		34,8°
	32,4°		35,4°
#2	33,0°	#8	34,1°
	32,6°		34,3°
	32,6°		33,6°
	32,3°		34,0°
	32,7°		33,7°
#3	34,9°	#9	36,9°
	35,6°		36,1°
	35,2°		36,7°
	35,8°		36,4°
	34,7°		35,8°
#4	36,1°	#10	36,4°
	36,1°		34,5°
	34,5°		34,0°
	35,2°		35,4°
	35,3°		34,8°
#5	35,2°	#11	34,7°
	35,1°		33,8°
	33,8°		35,6°
	34,7°		35,6°
	33,4°		35,2°
#6	35,4°	#12	32,7°
	36,0°		33,8°
	34,9°		34,1°
	36,0°		35,7°
	34,9°		33,0°

ISRM-standarden for tilt-testing anbefaler at man benytter medianverdien til de målte vinklene for å finne basis friksjonsvinkel, istedenfor gjennomsnittet. Dette er for å eliminere eventuelle feilmålinger eller «outliers» i målesettene som vil påvirke resultatet (Alejano et al., 2018). Basis friksjonsvinkel per kjerneoppsett beregnes etter formel 5.1. Gjennomsnittet av disse medianverdiene beregnes så for hvert borehull. Resultatene er oppsummert i tabell 5.3.

**Tabell 5.3:** Basis friksjonsvinkel ( $\phi_b$ ) for borehull BH-03-2016 og BH-04-2016.

Borehull	Gj. snitt $\phi_b$
BH-03-2016	30,97
BH-04-2016	31,16
<b>Samlet</b>	<b>31,07</b>

Som det fremgår av tabellen over basis friksjonsvinkel ( $\phi_b$ ), så har de to borehullene relativt like snittverdier, hhv.  $30,97^\circ$  og  $31,16^\circ$ . Samlet snittverdi ligger på ca.  $31,1^\circ$ , og denne vil bli benyttet videre for å estimere residual friksjonsvinkel.

Residual friksjonsvinkel ( $\phi_r$ ) beregnes ut ifra den empiriske formelen beskrevet av Barton og Choubey (1977):

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \frac{r}{R} \quad (5.2)$$

hvor  $r$  betegner Schmidt-hardhet på våte, forvitrede sprekkeflater og  $R$  betegner Schmidt-hardhet på tørre og uforvitrede sprekkeflater. Under feltarbeidet på Kvitsøy ble det målt Schmidt-hardhet på intakt fjell og eksponerte sprekkeflater. Sistnevnte målinger tilsvarer  $r$ , og etter diskusjon i felt med prof. Bjørn Nilsen ble det konkludert med at målingene på intakt fjell vil tilsvare  $R$ . Basert på Schmidthammer-målingene gjengitt i vedlegg J blir snittverdien for  $r$  og  $R$  dermed:

**Tabell 5.4:** Gjennomsnittsverdier for  $r$  og  $R$ , Kvitsøy.

Schmidthammer-måling	Gj. snittsverdi
$r$ (Sprekkeflate)	39,4
$R$ (Intakt fjell)	44,8

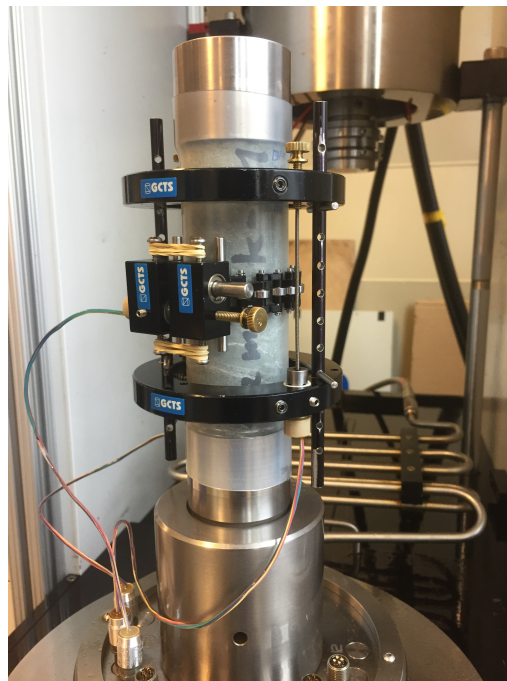
Residual friksjonsvinkel for bergmassen på Kvitsøy vil dermed være lik:

$$\phi_r = (31,1^\circ - 20^\circ) + 20 \frac{39,4}{44,8} = 28,69^\circ \approx 28,7^\circ \quad (5.3)$$

## 5.3 UCS-test

En UCS-test (Uniaxial Compressive Strength), også kjent som enaksial trykkfasthet-test, er en av de mest anvendte metodene for å bestemme de mekaniske egenskapene til en bergmasse (Nilsen, 2016). Hensikten med testen var å estimere trykkfastheten til bergmassen på Kvitsøy, samt identifisere elastisitetmodulen (Youngs modulus,  $E$ ) og Poissons forholdstall ( $\nu$ ), som er nødvendige inngangsparametere i en numerisk analyse. Labforsøket ble utført i henhold til ISRM sin standardprosedyre for UCS-testing, beskrevet i Bieniawski og Bernede (1979).

Samtlige kjerneprøver fra BH-03-2016 og BH-04-2016 ble testet. Testen ble utført ved å plassere en kjerneprøve mellom to lasthoder (se fig. 5.4), for så å påføre kjerneprøven en konstant aksial last på ca. 0,8 MPa/s. Lasten påføres til kjerneprøven går i brudd. I løpet av forsøket plottes det en spenning-tøyningskurve som registrerer aksialtøyning, radiell tøyning, aksialspenning og UCS. Når forsøket er over kan den endelige UCS-verdien leses av grafen, og Youngs modulus ( $E$ ) og Poissons forholdstall ( $\nu$ ) kan beregnes ut ifra grafene. Denne beregningen utføres automatisk av programvaren til datamaskinen som er koblet opp til testapparatet. En oversikt over UCS-resultatene, inkludert Youngs modulus ( $E$ ) og Poissons forholdstall ( $\nu$ ), vises i tabell 5.5.



**Figur 5.4:** Kjerneprøve fra BH-03-2016 før testing, plassert mellom to lasthoder og med påmontert tøyningmåler. Kjerneprøven er omsluttet av en plasthylse for å hindre eventuell steinsprut ved brudd.

**Tabell 5.5:** Oversikt over resultatene fra UCS-testing.

<b>Kjerneprøve</b>	<b>UCS (<math>\sigma_c</math>) [MPa]</b>	<b>Youngs modulus (<math>E</math>) [GPa]</b>	<b>Poissons forholdstall (<math>\nu</math>)</b>
BH-03-2016-1	81,7	56,77	0,29
BH-03-2016-2	103,5	53,27	0,29
BH-03-2016-3	106,0	55,42	0,27
BH-03-2016-4	101,6	53,22	0,34
BH-04-2016-1	63,4	42,80	0,26
BH-04-2016-2	79,6	39,38	0,25
BH-04-2016-3	91,2	42,68	0,21
BH-04-2016-4	51,4	36,38	0,35
BH-04-2016-5	50,7	43,43	0,32
<b>Snitt BH-03-2016</b>	98,2	54,67	0,30
<b>Snitt BH-04-2016</b>	67,3	40,93	0,28
<b>Snitt totalt</b>	<b>81,0</b>	<b>47,04</b>	<b>0,29</b>

Tabellen over viser at enaksial trykkfasthet og elastisitetsmodul for kjerneprøvene fra de to borehullene varierer. Kjerneprøvene fra BH-03-2016 har en snittstyrke som er ca. 30 MPa større enn kjerneprøvene fra BH-04-2016 (98,2 MPa mot 67,3 MPa). Begge verdiene ligger innenfor det ISRM vil klassifisere som «Strong rock» (UCS mellom 50-100 MPa) (Barton, 1978). Snittstyrken for samtlige kjerneprøver ligger på 81 MPa. Som nevnt tidligere har kjerneprøvene en varierende grad av foliasjon og foldning. For kjerneprøvene fra BH-03-2016, samt BH-04-2016-1 og BH-04-2016-2 er foliasjonsplanet orientert tilnærmet normalt til 30-40° i forhold til lastretningen. Kjerneprøve BH-04-2016-3 er mer massiv uten tydelige foliasjonsplan. De to siste kjerneprøvene fra BH-04-2016 er derimot preget av en kaotisk foliasjon med tydelige foldestrukturer. Denne anisotropien gir tydelig utslag på kjerneprøvenes styrke, hvor de mer massive kjerneprøvene med tilnærmede normalstående foliasjonsplan får en betydeligere høyere UCS-verdi.

Når det gjelder elastisitetsmodulen har kjerneprøvene fra BH-03-2016 en snittverdi som er ca. 14 GPa større sammenlignet med BH-04-2016 (54,67 mot 40,93). Dette indikerer at disse kjerneprøvene er noe stivere og mindre utsatt for formforandring under spenning sammenlignet med kjerneprøvene fra BH-04-2016. Poissons forholdstall varierer lite mellom de to borehullene, med en snittverdi på 0,30 for BH-03-2016 og 0,28 for BH-04-2016. Det er viktig å påpeke at kjerneprøvene som er testet her kun utgjør en veldig liten del av de to borehullene på Kvitsøy, og at den variasjonen som observeres mellom borehullene her ikke nødvendigvis samsvarer

---

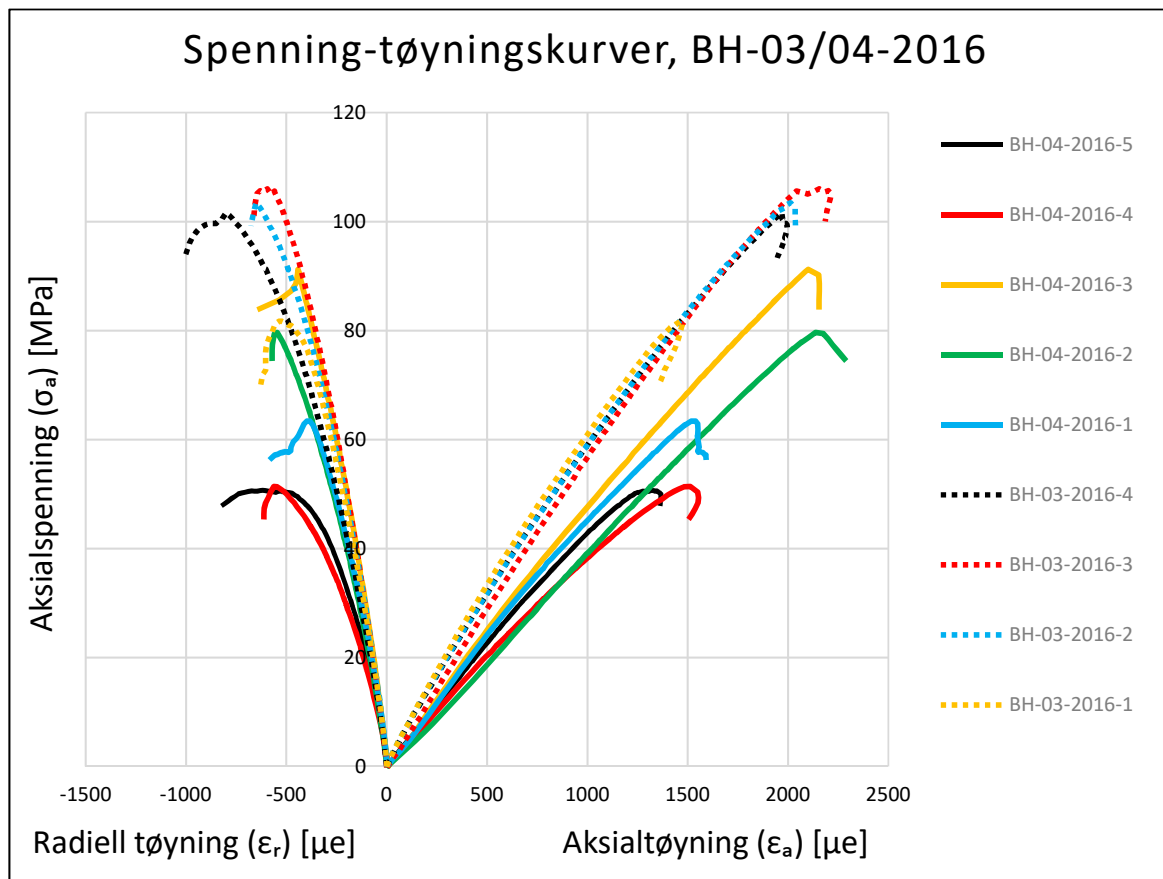
med virkelige forhold ved alle dyp.

I vedlegg L beskrives samtlige kjerneprøver etter brudd kort, og det er lagt ved tilhørende bilder og spennings-tøyningskurver for alle prøvene. Det ble primært observert skjærbrudd med en vinkel på ca.  $30^{\circ}$ - $40^{\circ}$ , samt tensile langsgående sprekker/brudd og enkelte avskallinger. Ingen av prøvene hadde nevneverdig radiell ekspansjon (utbuling) etter brudd. Figur 5.5 viser samtlige spennings-tøyningskurver i ett diagram. Som det fremgår av denne figuren samt diagrammene i vedlegg L, så utvikler kurvene seg relativt likt. Kurvene starter ut med en tilnærmet lineær elastisk fase etterfulgt av en ikke-lineær plastisk deformasjonsfase før kjerneprøven til slutt går i brudd.

I følge ISRM-standarden for UCS-testing skal bergartsmaterialet som testes ikke ha vært lagret mer enn 30 dager før forsøket utføres. Dette er for å bevare det naturlige vanninnholdet i materialet (Bieniawski og Bernede, 1979). Kjerneprøvene fra Kvitsøy er omtrent tre år gamle, og har derfor mistet sin naturlige vannmetning. Dette kan ha ført til en overvurdering av bergartsstyrken til kjerneprøvene, da vannmettede bergarter kan ha en betydelig redusert styrke sammenlignet med tørre bergarter (Broch, 1979). Andre faktorer som kan påvirke resultatet under testing er kjerneprøvenes lengde/diameter-forhold, friksjonsforhold mellom kjerneprøvenes endeflater og lasthodene, pålastningshastighet og foliasjonsretningen i kjerneprøvene (Nilsen, 2016). De tre første faktorene antas som gunstige, da de i dette forsøket følger kravene satt i ISRM-standarden (L/D-forhold lik ca. 2,6, rette og jevne endeflater og en pålastningshastighet mellom 0,5-1,0 MPa/s). Når det gjelder foliasjonsretningen så er denne primært orientert omtrent normalt til  $30^{\circ}$ - $40^{\circ}$  på lengdeaksen til kjerneprøvene. Enkelte kjerneprøver fra BH-04-2016 har en mer kaotisk foliasjon og foldning. Dette er ikke ideelt, da en foliasjonsorientering med større vinkel i forhold til horisontalen kan føre til enklere bruddannelse langs foliasjonsplanene og dermed gi en lavere UCS-verdi.

Basert på beskrivelsene over antas det at resultatene i tabell 5.5 gir et godt bilde av de virkelige mekaniske egenskapene til grønnsteinen på Kvitsøy. Utreget totalgjennomsnitt kan derimot være noe misvisende på grunn av den betydelige variasjonen i bergartsstyrke og elastisitetsmodul blant kjerneprøvene. Det beregnes derfor et nytt gjennomsnitt hvor målingene fra BH-04-2016-4 og 5 frafaller. Dette gjøres for å gjenspeile mer homogene forhold hvor foliasjonen i grønnsteinen er orientert normalt til  $30^{\circ}$ - $40^{\circ}$  på lastretningen. Dette gir verdier for UCS, Youngs

modulus og Poissons forholdstall lik ca. **90 MPa**, **49 GPa** og **0,27**. Disse gjennomsnittsverdiene vil utgjøre grunnlaget som benyttes videre i den numeriske analysen. Variasjonen i bergmassens mekaniske egenskaper har dog vist at det bør benyttes flere ulike verdier når analysen skal kjøres, slik at forskjellige scenarier kan vurderes. Dette gjennomføres ved hjelp av et parameterstudie, beskrevet i påfølgende kapittel.



**Figur 5.5:** Samtlige spennings-tøyningskurver for BH-03-2016 og BH-04-2016. Mer detaljerte kurver som viser utviklingen etter brudd gis i vedlegg L.

## Numerisk analyse

Numerisk modellering er et nyttig verktøy som har blitt mer og mer populært med årene, mye takket være den raske utviklingen innen datakraft og programvare. I dag benyttes numerisk modellering i flere fagfelt, blant annet innenfor matematikk, fysikk og ingeniørfag. I bergbransjen benyttes numerisk modellering primært til å beregne hvordan spenningsbildet og deformasjonen rundt et bergrom eller en tunnel ser ut etter utsprenghing. Ut ifra beregnet spenningsfordeling rundt bergrommet kan man deretter foreta vurderinger knyttet til stabilitet og dimensjonering av bergsikring. Andre bruksområder kan være analyse av skråningstabilitet, pillarstabilitet eller modellering av væskestrøm i fjell (for eksempel innsig av grunnvann). Den største fordelen med numerisk modellering ligger i det at den tar i bruk digitale ressurser, og dermed kan benyttes til å behandle tunge datasett og kompliserte geometriske situasjoner. Trihn og Holmøy (2012) lister opp flere fordeler numerisk modellering har sammenlignet med mer konvensjonelle metoder, som empiriske og enkle analytiske metoder:

- Muligheten til å takle flere kompliserte situasjoner, som kompliserte bergromsprofiler, kompliserte geologiske forhold eller kompliserte byggeprosedyrer
- Muligheten til å benyttes i situasjoner der hvor det eksisterer lite erfaring om lignende forhold, som for eksempel ved ekstraordinære dimensjoner eller ved ekstremt kompliserte geologiske- og byggetekniske forhold
- Muligheten til å innhente mer detaljert informasjon for vurdering av bergmassens og bergsikringens ytelse under varierende spenningsforhold, som for eksempel bolt- og sprøyte-

betonglast, forskyvninger og spenningsfordeling rundt et bergrom

Det finnes flere forskjellige numeriske modelltyper. Disse kan primært inndeles i to hovedgrupper: kontinuerlige og diskontinuerlige modeller. I kontinuerlige modeller behandles bergmassen det modelleres i som et kontinuerlig medium, med begrensede muligheter til å inkludere diskontinuiteter. I diskontinuerlige modeller er derimot bergmassen modellert som et system bestående av individuelle blokker som interagerer med hverandres sprekkeplan (også kjent som blokkmodeller). I denne oppgaven benyttes det en kontinuerlig modelltype: endelig elementmetoden (*FEM*). Denne metoden baseres på at det først bygges opp en geologisk modell hvor relevante parametere til omkringliggende bergmasse defineres og anlegget som skal studeres modelleres inn. Deretter bygges det en elementmodell rundt anlegget, som deler bergmassen inn i flere mindre elementer som igjen kobles sammen via nodepunkter. Sammen utgjør elementene et elementnettverk («mesh»). I selve elementene beregnes spenningene bergmassen utsettes for, mens deformasjonen beregnes i nodepunktene (Scheldt, 2002). Den endelige elementmetoden er approksimativ, og modelleringens nøyaktighet vil være avhengig av elementenes geometriske form, tetthet, antall nodepunkter, grensebetingelser i modellen og bergmassens inngangsparametere.

I denne oppgaven vil endelig elementmetoden bli benyttet til å studere de to ventilasjonssjaktene. Formålet med den numeriske analysen er å identifisere mulige stabilitetsproblemer ved to dyp: 50 meter og 200 meter. Modellen vil bestå av et horisontalt snitt av sjaktene i 2D, sett ovenfra og ned. Det vil bli sett på hvordan spenningsfordeling, deformasjon og bergsikring oppfører seg ved varierende bergforhold. Dette gjøres ved hjelp av et enkelt parameterstudie, som vil se på effekten av varierende horisontalspenninger, enaksial trykkfasthet, intakt elastisitetsmodul og GSI-verdier.

### **6.1 Teoretiske betraktninger knyttet til *FEM*-programmet *RS2***

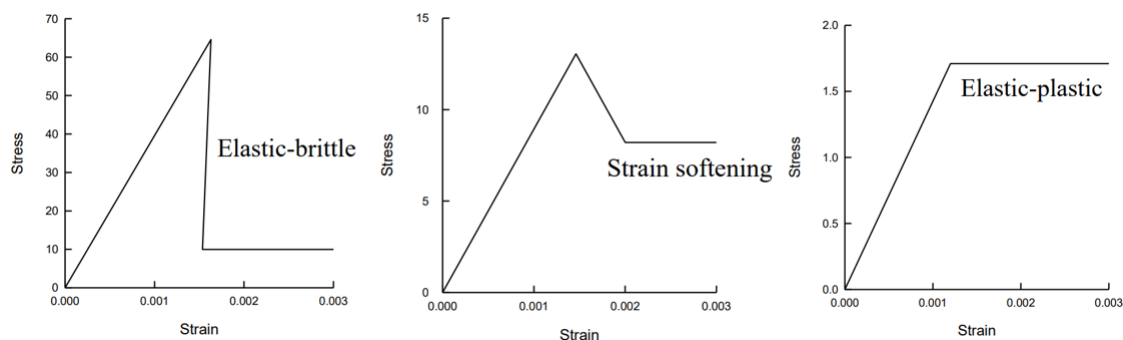
For å utføre den numeriske analysen benyttes Rocscience sitt program *RS2*. Programmet bygger på den endelig elementmetoden i 2D, og er primært utviklet for bruk i jord- og bergindustrien (Rocscience, 2019). Programmet velges fordi det er et robust og brukervennlig verktøy som ofte



benyttes ved ingeniørgeologiske problemstillinger (Trihn og Holmøy, 2012). I tillegg gir *RS2* gode muligheter til å se på hvordan bergsikring påvirker deformasjoner rundt sjaktene, samt hvordan sikringen takler varierende geologiske forhold.

I *RS2* kan det benyttes både elastisk og plastisk modellering. Et av hovedmålene med denne numeriske analysen er som nevnt tidligere å identifisere mulige stabilitetsproblemer i sjaktene. Det er derfor interessant å se på hvor mulig brudd dannelse kan forekomme i modellen. For å simulere slike brudd er *RS2* avhengig av at modellen oppfører seg plastisk. I tillegg må det etableres et bruddkriterium som programvaren kan benytte for å beskrive bergmassens egenskaper etter brudd. I denne modellen velges det generaliserte Hoek-Brown kriteriet, beskrevet i neste delkapittel.

Når *RS2* beskriver bergmassens egenskaper etter brudd benytter den seg av residualverdier. Disse residualverdiene er avhengig av hvordan bergmassen oppfører seg direkte etter dannelsen av bruddet. Hoek (2007) presenterer tre mulige postbruddtilstander (se fig. 6.1) basert på erfaringsdata fra numerisk analyse av flere varierte praktiske problemstillinger.



**Figur 6.1:** Mulige postbruddtilstander for bergmasse med forskjellig kvalitet. Hentet fra Hoek (2007).

Den første tilstanden viser en elastisk-sprø bruddtilstand, typisk for hard bergmasse av god kvalitet. Kurven viser at bergmassen ved brudd umiddelbart får en bratt reduksjon i styrke. Tilstanden i midten illustrerer et deformasjonsforløp typisk for bergmasse av middels kvalitet. Bergmassen opplever her en jevnere og gradvis reduksjon i styrke etter brudd, før den stabiliseres ved en residualverdi. Tilstanden lengst til høyre illustrerer et elastisk-plastisk deformasjonsforløp, som er typisk for myk bergmasse av dårlig kvalitet. Bergmassen vil her fortsette å deformere ved et konstant spenningsnivå lik bergmassens maksimale styrke etter brudd.

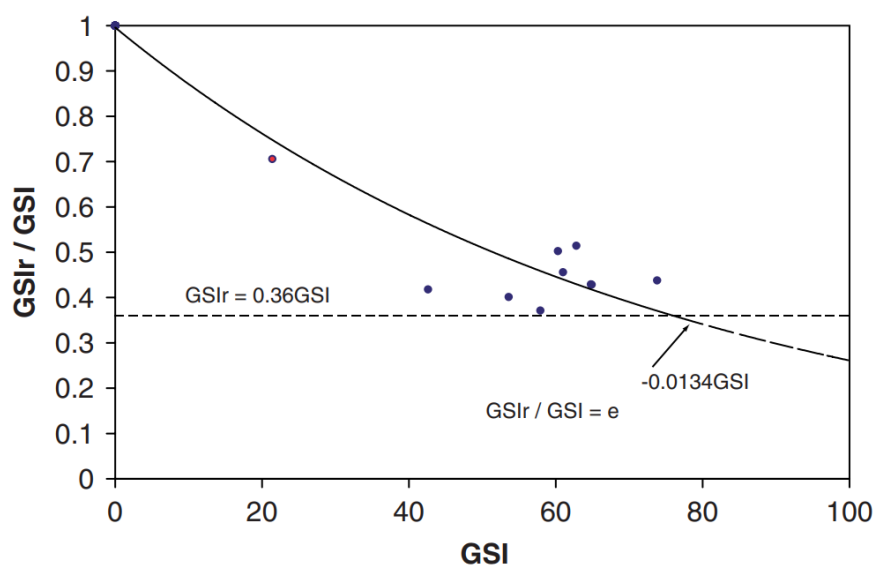
Deformasjonskurvene fra den enaksiale trykkfasthets-testingen av kjerneprøvene fra Kvitsøy

samsvarer best med den elastiske-sprø deformasjonskurven. I RS2 vil et slikt kurveforløp inkorporeres ved å legge inn residualverdier for bergmassens styrke og deformasjonsegenskaper gitt ved et stabilitetspunkt etter brudd (der hvor kurven flates ut). Hoek og Brown (1997) beskriver at disse verdiene kan estimeres ved å redusere GSI-verdien slik at den tilsvarende en verdi som er karakteristisk for bergmassen etter brudd ( $GSI_r$ ). Dette gjelder først og fremst bergmasse av middels kvalitet. Etter samtaler i august 2019 med førsteamanuensis Nghia Trihn ved NTNU ble det konkludert at  $GSI_r$  kan estimeres som  $1/2 - 2/3$  av GSI, avhengig av hvor høy den opprinnelige in-situ GSI-verdien er. For høye GSI verdier gis  $GSI_r$  som  $1/2$  av GSI, mens det for lave verdier gis som  $2/3$  av GSI.

Et annet estimat gjengis i figur 6.2, hvor Cai et al. (2007) illustrerer sitt funn på sammenhengen mellom  $GSI_r/GSI$ -forholdet og GSI. Residualverdien for GSI blir her uttrykt som:

$$GSI_r = GSI e^{-0.0134GSI} \quad (6.1)$$

Kurven og ligningen er basert på empiriske data fra flere bergrom- og skråningsprosjekter, og viser at  $GSI_r/GSI$ -forholdet er avhengig av størrelsen på den opprinnelige in-situ GSI-verdien. Ved svært lave in-situ GSI-verdier vil  $GSI_r$  være tilnærmet identisk GSI, mens for høyere in-situ GSI-verdier vil  $GSI_r$  være betydeligere lavere sammenlignet med opprinnelig GSI. Den horisontale linjen viser Russo et al. (1998) sitt anslag om at  $GSI_r$  er gitt som 36% av GSI.



**Figur 6.2:** Sammenhengen mellom  $GSI_r/GSI$ -forholdet og GSI. Hentet fra Cai et al. (2007).

Ved innsettelse av den residuale GSI-verdien  $GSI_r$  i *RS2* så vil programvaren automatisk beregne de resterende residuale materialparametrene og tilhørende deformasjonsmodul, da de alle avhenger av GSI-verdien. Disse utregningene baserer seg på bruddkriteriet som tas i bruk, og beskrives i neste delkapittel. *RS2* tar i bruk disse residualparameterne med en gang bergmassen det modelleres i går i brudd. Med andre ord så antar *RS2* en umiddelbar reduksjon i styrke ved brudd, som samsvarer med elastisk-sprø deformasjonsutvikling.

## 6.2 Det generaliserte Hoek-Brown bruddkriteriet

Som nevnt tidligere er *RS2* avhengig av et bruddkriterium for å kunne simulere bruddannelse i bergmassen. I denne oppgaven vil det generaliserte Hoek-Brown kriteriet tas i bruk. Dette bruddkriteriet ble introdusert av Hoek (1994) og Hoek et al. (1995), og bygger på det opprinnelige Hoek-Brown kriteriet introdusert tidlig på 80-tallet (Hoek og Brown, 2019). Det generaliserte Hoek-Brown kriteriet er et empirisk, ikke-lineært bruddkriterium som er mye benyttet innenfor bergmekanikken. Kriteriet er definert etter Hoek og Brown (2019) som:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (6.2)$$

hvor  $\sigma'_1$  og  $\sigma'_3$  er gitt som henholdsvis største og minste effektive hovedspenning ved brudd,  $\sigma_{ci}$  er bergmassens enaksiale trykkfasthet (UCS) og  $m_b$ ,  $s$  og  $a$  er bergmassens materialkonstanter. Disse materialkonstantene er primært styrt av bergmassens GSI-verdi og forstyrrelsesfaktoren  $D$ , og er gitt ved følgende ligninger:

$$m_b = m_i \exp \left( \frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (6.3)$$

$$s = \exp \left( \frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad (6.4)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (6.5)$$

Det generaliserte Hoek-Brown kriteriet estimerer kun bergmassens «peak»- og residualstyrke, men tar ikke for seg bergmassens deformasjonsmodulus. Flere metoder kan benyttes for å beregne denne deformasjonsmodulusen. En av de er den generaliserte Hoek-Diederichs-metoden, som ofte benyttes sammen med det generaliserte Hoek-Brown bruddkriteriet (Hoek og Brown, 2019). Metoden er utviklet med grunnlag i et større datasett med deformasjonsmodulmålinger fra prosjekter i Kina og Taiwan, og uttrykkes etter Hoek og Diederichs (2006) ved følgende ligning:

$$E_{rm} = E_i \left( 0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right) \quad (6.6)$$

hvor  $E_{rm}$  er deformasjonsmodulen til bergmassen og  $E_i$  er intakt elastisitetsmodul for bergarten som utgjør bergmassen. Det kan være verdt å nevne at begrepene elastisitetsmodul, E-modul, Youngs modulus og deformasjonsmodulus beskriver det samme. I denne oppgaven benyttes begrepet deformasjonsmodulus om bergmassen som helhet, da denne sjelden oppfører seg fullstendig elastisk under deformasjon.

## 6.3 Inngangsparametere

For å gjennomføre en numerisk analyse er en avhengig av nøyaktige inngangsparametere. Det spiller ingen rolle hvor god og nøyaktig den geometriske modellen av sjaktene man konstruerer i programmet er hvis inngangsparametrene ikke gjenspeiler de virkelige forholdene i bergmassen rundt. Resultatene fra en numerisk analyse vil aldri være mer nøyaktig enn det inngangsparametrene tilsier (Nilsen, 2016). Selv ved veldig nøyaktige inngangsparametere og et robust modelloppsett vil analysen aldri gjenspeile virkeligheten til det fulle, men resultatet vil kunne gi en god indikasjon på hvordan spenningsfordeling og deformasjoner i bergmassen vil oppføre seg rundt bergrommet som åpnes.

Samtlige inngangsparametere er beskrevet i delkapitlene under. Disse inngangsparametrene er identifisert ved flere forskjellige metoder. In-situ bergspenninger er basert på SINTEF sine bergspenningsmålinger på Kvitsøy i 2016 (Larsen og Hagen, 2016), samt teoretisk utregning. GSI-verdien til bergmassen er basert på feltobservasjoner. UCS, elastisitetsmodul ( $E_i$ ) og Poissons forholdstall ( $\nu$ ) ble funnet under labundersøkelsene. Hoek-Browns konstant ( $m_i$ ) samt forstyrrelsesfaktoren ( $D$ ) er funnet ved hjelp av empiriske tabeller fra henholdsvis Palmström (1995) og Hoek og Brown (2019). Parameterkalkulatoren i RS2 er benyttet til å beregne materialkonstantene  $m_b$ ,  $s$  og  $a$  som inngår i Hoek-Brown kriteriet, etter formel 6.3-6.5. Residualverdiene for disse konstantene beregnes også i RS2, basert på residualverdien til GSI ( $GSI_r$ ).

### 6.3.1 In-situ bergspenninger

In-situ bergspenninger velges på bakgrunn av SINTEF sine bergspenningsmålinger på Kvitsøy, samt egen teoretisk utregning. Tabell 6.1 viser valgte spenningsverdier ved hhv. 50 og 200 meter.

**Tabell 6.1:** Oversikt over valg av in-situ bergspenninger.

Vertikal dybde	$\sigma_H$	$\sigma_h$	$\sigma_v$
50 meter	3 MPa	1,8 MPa	1,4 MPa
200 meter	12 MPa	6,5 MPa	5,8 MPa

De horisontale hovedspenningene,  $\sigma_h$  og  $\sigma_H$ , estimeres fra de lineære regresjonslinjene i figur 3.7. Disse regresjonslinjene er basert på samtlige bergspenningsmålinger fra borehull BH-01-2016 og BH-02-2016, som er plassert like nord til nord-vest for påhuggsområdet på Krossøy, Kvitsøy. Målingene fra BH-03-2016, som er plassert kun fem meter vest for innluft-sjakt, viser for stor spredning og er ifølge SINTEF ikke av samme gode kvalitet som målingene fra BH-01/02-2016. I parameterstudiet vil det likevel bli testet flere forskjellige spenningssituasjoner, og enkelte av disse vil samsvare med målinger registrert i BH-03-2016.

Vertikalspenningen bestemmes teoretisk, ved hjelp av formelen:

$$\sigma_v = \rho gh = \gamma h \quad (6.7)$$

hvor  $\rho$  er bergmassens tetthet,  $g$  er tyngdeakselerasjonen,  $h$  er høyden på overliggende bergmasse og  $\gamma$  er bergmassens tyngdetetthet.

Basert på SINTEF sine målinger er det sannsynlig at orienteringen til den største horisontalspenningen ligger mellom N15°Ø - N50°Ø. Det velges derfor en verdi på N30°Ø. Denne verdien korrigeres ned til N20°Ø på grunn av orienteringen til sjaktene i modellen. I modellen står disse rett ved siden av hverandre, med antatt nordretning rett opp (i modellplanet). I virkeligheten vil normalen til en rett linje fra sentrum til sentrum av de to sjaktene stå orientert ca. N10°Ø. For å justere for dette trekkes det derfor fra 10° på antatt orientering for største horisontalspenning.

### 6.3.2 Bergmassens styrke og mekaniske egenskaper

Det antas at bergmassen den numeriske analysen vil gjennomføres i består av en relativt homogen og kompetent grønnstein, med samme egenskaper som observert i felt og på laboratoriet. Bergmassens styrke er bestemt ved hjelp av UCS-testing, og settes til 90 MPa. I laboratoriet ble det også hentet ut elastisitetmodul ( $E_i$ ) og Poissons forholdstall ( $\nu$ ), og disse settes til hhv. 49 GPa og 0,27. Tyngdetettheten til bergmassen ble også beregnet på laboratoriet, og settes lik 0,029 MN/m<sup>3</sup>.

Når det gjelder bergmassens grad av oppsprekking, så ble det målt GSI-verdier i felt ved flere lokaliteter. GSI-verdien for disse lokalitetene ble anslått til å ligge mellom 54-62,5. Disse målingene ble foretatt i bergmassens dagsoner, på delvis forvitrede flater. Unntaket var ved lokalitet 7, som besto av en nylig utsprengt veiskjæring. Her ble det registrert en GSI-verdi på 80-90. Kjernelogging av Multiconsult for borehull BH-03-2016 og BH-04-2016 har vist at bergmassens kvalitet, i dette tilfellet målt etter Q-verdi, øker under dagsonen. Det antas derfor at GSI-verdien vil være høyere ved 50 og 200 meter sammenlignet med overflaten, og justeres derfor opp til 65.

Hoek-Browns materialkonstant  $m_i$  settes lik 20, basert på empiriske tabellverdier gjengitt i Palmström (1995). Hoek-Brown kriteriets resterende materialkonstanter,  $m_b$ ,  $s$  og  $a$ , beregnes automatisk av *RS2* basert på ligningene 6.3-6.5. Det samme gjør deformasjonsmodulen til bergmassen ( $E_{rm}$ ), etter Hoek-Diederichs-metoden sin formel 6.6. Forstyrrelsesfaktoren ( $D$ ) velges etter tabellverdier gjengitt i Hoek og Brown (2019). Verdien settes lik 0, da vi antar kontrollert sprengingsarbeid med høy kvalitet under byggefasen, og således en minimal forstyrrelse av bergmassen rundt sjaktkonturen.

### 6.3.3 Residualverdier

For å beskrive bergmassens egenskaper etter brudd benytter *RS2* seg av residualverdier for hhv. GSI, deformasjonsmodulus ( $E_{rm}$ ) samt Hoek-Brown kriteriets materialkonstanter  $m_b$ ,  $s$  og  $a$ . De fire sistnevnte parameterne styres alle av den residuale GSI-verdien ( $GSI_r$ ), og beregnes automatisk av *RS2* ved hjelp av formel 6.6 og 6.3-6.5.

Den residuale GSI-verdien settes lik 35, som tilsvarende litt over halvparten av opprinnelig GSI. Dette valget tas etter diskusjon med førsteamanuensis Nghia Trihn ved NTNU. Verdien er noe høyere enn estimert  $GSI_r$  etter Cai et al. (2007) sin metode, som gir en verdi på ca. 25-30. I parameterstudiet vil det bli sett på både lavere og høyere «peak»- og residualverdier for GSI.

### 6.3.4 Oppsummering av inngangsparametere

For å få en bedre overordnet oversikt over inngangsparametrene benyttet i analysen er det laget en oppsummerende tabell, presentert under:

**Tabell 6.2:** Oversikt over samtlige inngangsparametere benyttet i den numeriske analysen. In-situ bergspenningsverdier i parentes indikerer spenninger ved 200 meters dyp.

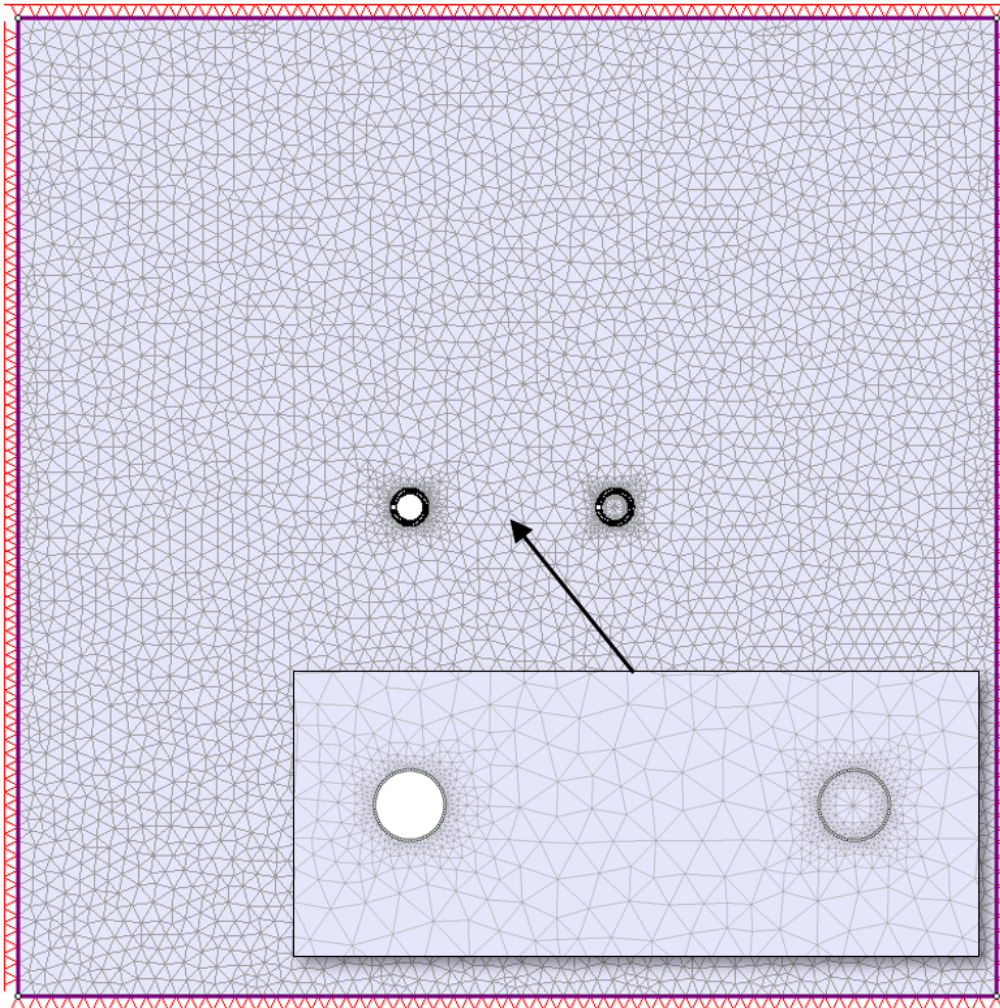
Inngangsparameter	Verdi	Residualverdi	Estimert fra
<b>In-situ bergspenninger</b>			
Største horisontalspenning ( $\sigma_H$ ) [MPa]	3 (12)	N/A	(Larsen og Hagen, 2016)
Minste horisontalspenning ( $\sigma_h$ ) [MPa]	1,8 (6,5)	N/A	(Larsen og Hagen, 2016)
Vertikalspenning ( $\sigma_v$ ) [MPa]	1,4 (5,8)	N/A	Formel 6.7
<b>Bergmassens styrke og mekaniske egenskaper</b>			
Enaksial trykkfasthet, UCS ( $\sigma_c$ ) [MPa]	90	N/A	Lab-forsøk
Youngs modulus, intakt stein ( $E_i$ ) [MPa]	49000	N/A	Lab-forsøk
Poissons forholdstall ( $\nu$ )	0,27	N/A	Lab-forsøk
Geological Strength Index, GSI	65	35	Feltundersøkelser
Materialkonstant, intakt berg ( $m_i$ )	20	20	(Palmström, 1995)
Deformasjonsmodul, bergmasse ( $E_{rm}$ ) [MPa]	30954	5557	Formel 6.6
<b>Hoek-Brown kriteriets materialkonstanter</b>			
$m_b$	5,730	1,963	Formel 6.3
$s$	0,021	0,001	Formel 6.4
$a$	0,502	0,516	Formel 6.5
<b>Diverse</b>			
Forstyrrelsesfaktor ( $D$ )	0	0	(Hoek og Brown, 2019)
Tyngdetetthet, bergmasse ( $\gamma$ ) [MN/m <sup>3</sup> ]	0,029	N/A	Lab-forsøk

## 6.4 Oppsett av modell

Ved bruk av et endelig elementprogram som *RS2*, er det viktig å definere et område den numeriske modelleringen vil ta plass i. I denne oppgaven etableres det et 300x300 meter kvadrat som utgjør bergmassen det modelleres i, hvor de to sjaktene plasseres i midten av modellen. Sjaktene står rett ved siden av hverandre, med en avstand på 53 meter fra kant til kant. Det benyttes et automatisk generert elementnettverk, bestående av 3-nodede trekantelementer. Grensebetingelsene i modellen er låst i både x- og y-retning langs alle kanter og hjørner. Det vil si at ingen deformasjon ut av modellområdet tillates. Modelloppsettet i sin helhet er vist i figur 6.3.

Modellen antar en plan tøyningstilstand, som vil si at all deformasjon ut av modelleringsplanet settes lik 0. For å definere in-situ bergspenninger er det i modellen benyttet et konstant spenningsfelt. I motsetning til et gravitativt spenningsfelt, hvor bergspenningene defineres basert på





**Figur 6.3:** Modelloppsettet i RS2. Vestre sjakt er i denne figuren sprengt ut.

overdekning, så må de horisontale og vertikale spenningene her kvantifiseres nøyaktig. Bruk av gravitativt spenningsfelt er forøvrig ikke mulig ved 2D-modellering av en sjakt sett ovenfra og ned, da RS2 er programmert til å alltid anta at gravitasjonen virker i negativ y-retning (i et 2-dimensjonalt koordinatsystem). I virkeligheten vil gravitasjonen virke innover i planet.

Som nevnt tidligere vil analysen ta for seg to dyp: 50 og 200 meter. I et konstant spenningsfelt kan dybden defineres ved å benytte teoretisk utregnet vertikalspenning for dypet man ønsker å studere, noe det er gjort i denne oppgaven. Sjaktene vil i modellen utgraves i to separate steg, akkurat som de vil i virkeligheten. På denne måten kan eventuelle deformasjonsendringer, spenningsomlagring o.l. ved åpning av sjakt nummer to studeres.

## 6.5 Resultater fra numerisk analyse

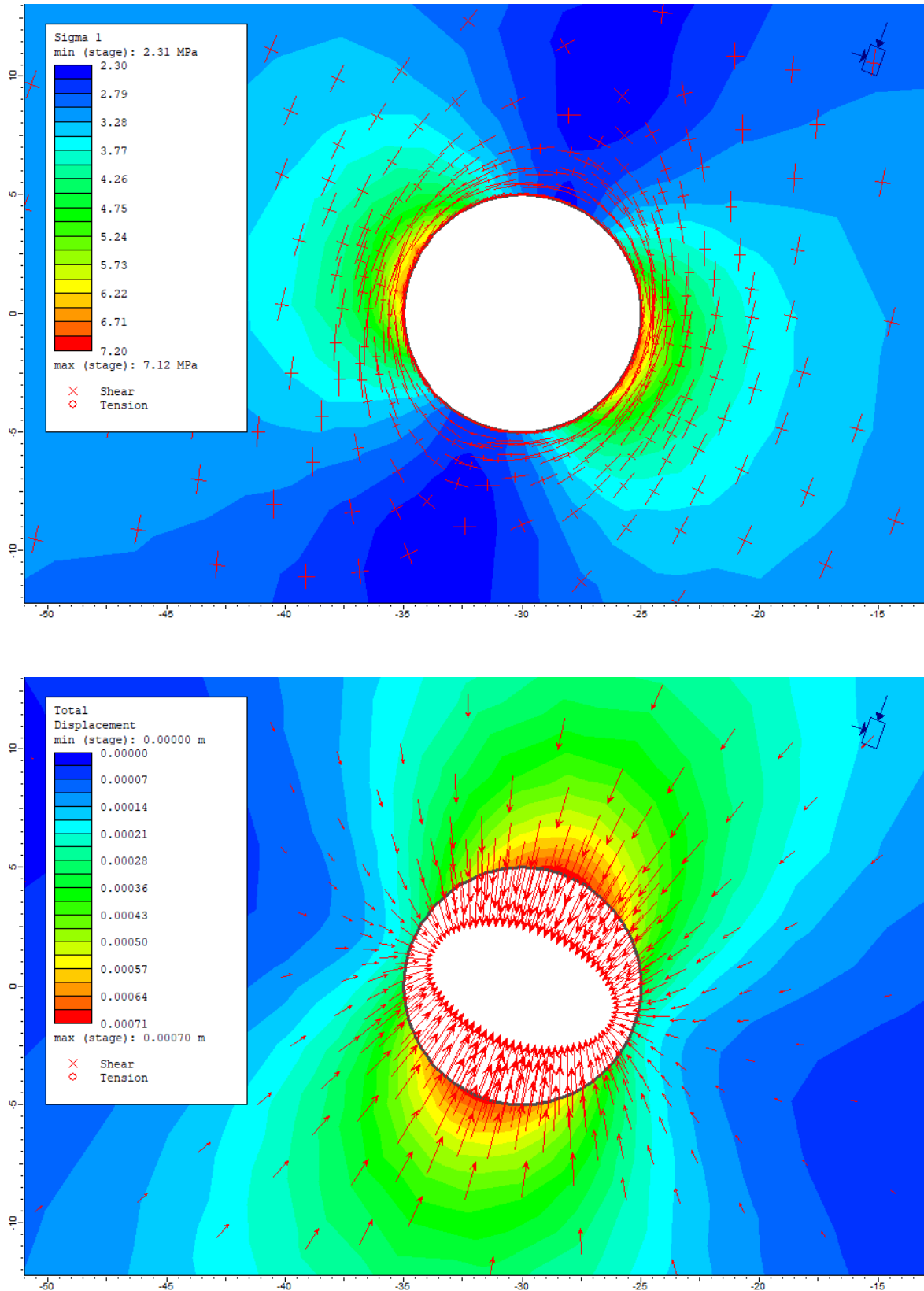
Den numeriske modellen har blitt analysert i flere forskjellige situasjoner: uten bergsikring, med bergsikring og med forsinket bergsikring. Dette har blitt gjort for å studere hvordan spenningsfordeling, brudddannelse o.l. oppfører seg ved sjaktene med og uten sikring, og sammenligne disse. For enkelhetsskyld vises kun den vestre sjakten i figurene, før sjakt nummer to har blitt utgravd. Eventuelle forskjeller mellom sjaktene vil kommenteres, og spenningsfordeling, deformasjon samt brudddannelse ved sjaktene vil være beskrevet i teksten. I delkapittel 6.5.4 vil sjaktens påvirkning på hverandre bli nærmere studert. Det har også blitt utført et parameterstudie, hvor effekten av varierende horisontalspenninger, UCS, E-modul og GSI kommenteres.

### 6.5.1 Uten bergsikring

#### 50 meter:

Figur 6.4 viser spenningsfordeling for  $\sigma_1$  og deformasjon ved sjaktkonturen til den vestre sjakten. Resultatene viser at det oppstår en spenningskonsentrasjon der hvor retningen til største horisontalspenning tangerer sjaktkonturen. Dette samsvarer godt med den teoretiske fordelingen av tangentialspenninger etter Kirsch-ligningene, beskrevet i kapittel 2. Maksimal spenning i dette området ligger på ca. 7,1 MPa. Det oppstår ingen brudd i bergmassen rundt sjakten, og deformasjonen kan derfor betraktes som elastisk. Det oppstår størst deformasjon parallelt med største horisontalspenning, med en forskyvning på maksimalt 0,7 mm. Omtrent identiske verdier observeres for den østre sjakten, og det registreres ingen betydelig spenningsomlagring ved utgraving av denne.

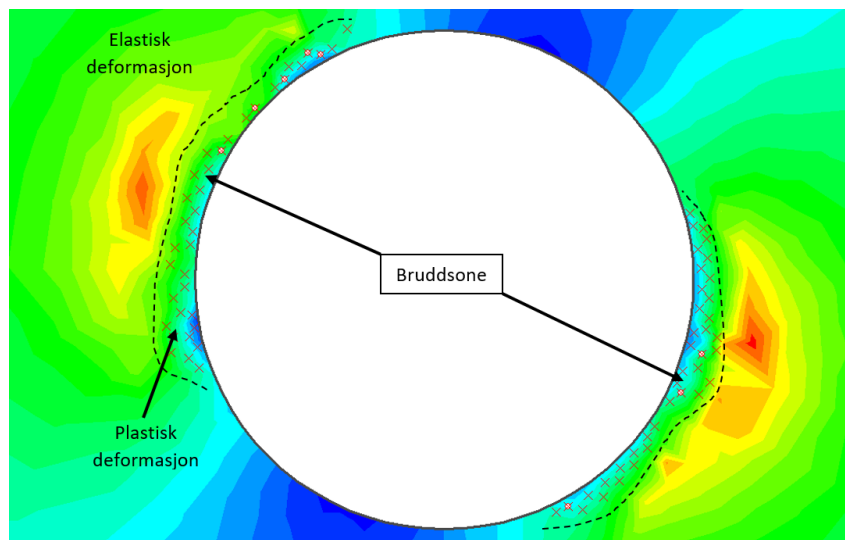
På grunn av de lave spenningskonsentrasjonene rundt sjaktkonturen og en ubetydelig grad av deformasjon, vil sjakten ved 50 meters dybde mest sannsynlig klare seg fint uten bergsikring. Denne antakelsen forutsetter at bergmassens egenskaper og in-situ bergspenninger samsvarer med inngangsparameterne i tabell 6.2.



**Figur 6.4:** Spenningsfordeling for  $\sigma_1$  og total deformasjon for vestre sjakt ved 50 meters dyp. Maksimal spenning lik ca. 7,1 MPa og maksimal deformasjon lik ca. 0,7 mm.

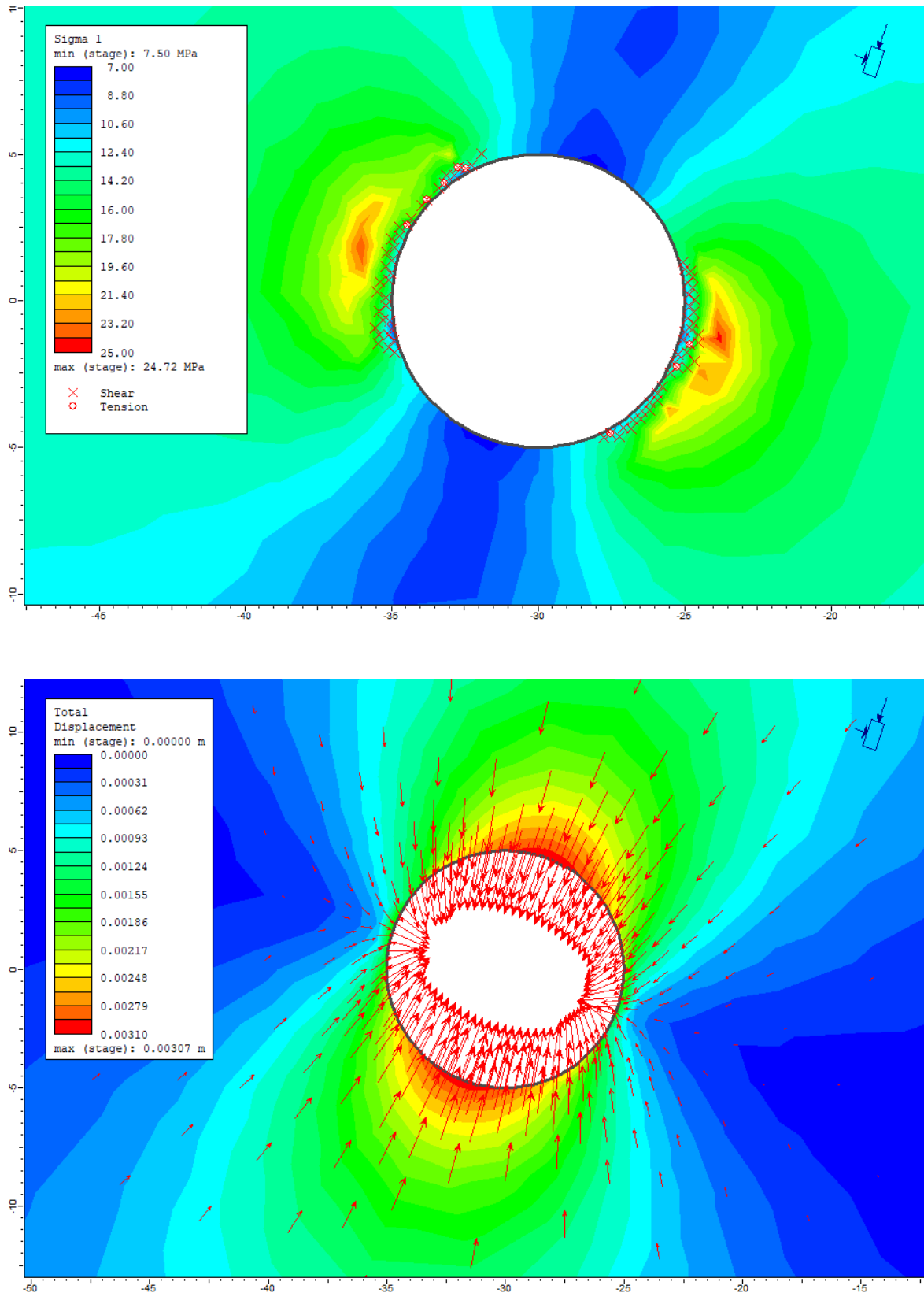
**200 meter:**

Figur 6.6 viser spenningsfordeling for  $\sigma_1$  og deformasjon ved 200 meters dybde. Resultatene viser at det oppstår en tydelig bruddsone der hvor den største horisontalspenningen tangerer sjaktkonturen. RS2 registrerer 74 bruddelementer ved den vestre sjakten, og 55 bruddelementer ved den østre sjakten. Bruddfordelingen er identisk ved begge sjaktene, og består primært av trykkinduserte skjærbrudd. Spenningene i bruddsonen ligger på ca. 10-16 MPa. Utenfor bruddsonen observeres det en høyere spenningskonsentrasjon, hvor spenningsene når opp mot ca. 24,5 MPa. Dette kan forklares ved at bergmassen hvor bruddannelsen har funnet sted har en lavere lastbæringskapasitet, og følgelig ikke er i stand til å ta opp like store spenninger som den kompetente bergmassen rundt. Grensen mellom bruddsonen og den høye spenningskonsentrasjonen vil også markere grensen mellom plastisk og elastisk oppførsel for bergmassen (se figur 6.5).



**Figur 6.5:** Spenningsfordeling ved 200 meters dyp. Overgang mellom plastisk og elastisk sone markert.

Maksimal forskyvning observeres, i likhet med spennings situasjonen ved 50 meter, parallelt med retningen til største horisontalspenning. Denne horisontalspenningen er fire ganger større sammenlignet med situasjonen ved 50 meter, men forflytningen er fortsatt relativt liten; maksimalt ca. 3,1 mm. Følgelig er det kun bruddsonene som utgjør det største stabilitetsproblemet. Spenningene ved sjaktkonturen i disse sonene er som nevnt ca. 10-16 MPa. Innspenningen her vil dermed være god, og faren for nedfall av sprekkeavløste blokker liten. Avskallinger i form av bergflak o.l. kan derimot være et problem, da tangentialspenningene på sjaktkonturen har vist seg store nok til å overskride den enaksiale trykkfastheten til bergmassen og inducere plastiske brudd. Bergsikring i form av bolter og sprøytebetong bør derfor benyttes for å redusere risikoen.



**Figur 6.6:** Spenningsfordeling for  $\sigma_1$  og total deformasjon for vestre sjakt ved 200 meters dyp. Klar bruddannelse der hvor sjaktkonturen tangerer største horisontalspenning. Maksimal spenning lik ca. 24,5 MPa og maksimal deformasjon lik ca. 3,1 mm.

## 6.5.2 Med bergsikring

Den numeriske modellen har også blitt kjørt med installert bergsikring. Dette utføres for å se på hva slags effekt bergsikringen har på spenningsfordeling, deformasjon og bruddannelse rundt sjaktene. Valg av sikring er primært basert på Statens vegvesen sine sikringsklasser definert i håndbok N500 *Vegtunneler* (Statens vegvesen, 2020). NGI sine sikringsdiagram basert på Q-systemet benyttes også for å definere en aktuell boltelengde for sjaktene, da dette ikke spesifiseres i håndbok N500. Q-verdien i det aktuelle området ligger mellom 4-25 basert på egen feltkartlegging. Kjernelogger fra borehull BH-03-2016 og BH-04-2016, som er plassert i umiddelbar nærhet til sjaktene, viser primært lignende eller bedre Q'-verdier (se tabell 3.2). Det velges derfor å benytte sikringklasse II etter håndbok N500, som tilsvarende bergmasse av middels kvalitet (Q: 4-10).

Sikringsklasse II definerer permanent sikring som systematisk bolting med c/c på 2 meter, samt sprøytebetong med fasthetsklasse B35 og energiabsorpsjonsklasse E700. Minimum tykkelse er normalt 80 mm, men ved sikring innenfor saltvannsonen kreves det en minimum sprøytebetongtykkelse på 100 mm. Sjaktene faller innenfor denne sonen, da de i praksis ligger under kote 0 langs brorparten av lengden.

Egenskapene til valgt sikring er oppsummert i tabell 6.3. Valg av bolt falt på CT-bolt D20, en fullt innstøpt bolt som egner seg til bruk i saltvannsonen på grunn av god beskyttelse mot korrosjon. I tillegg er den typegodkjent av Statens vegvesen (Vik Ørsta, 2019). Boltene forspennes til 4 tonn (tilsvarende ca. 0,0356 MN), som anbefalt i Pedersen et al. (2010). Egenskapene til sprøytebetongen defineres etter Eurokode 2 sine tabeller for fasthetsklasse C35/45 (Eurocode Applied, 2019). Fasthetsklasse C35/45 tilsvarende Norsk Standard sin betegnelse B35 (Kompen, 2009).

**Tabell 6.3:** Oversikt over egenskapene til valgt sikring. Basert på verdier fra Eurocode Applied (2019) og Vik Ørsta (2019). Standardverdier fra RS2 er benyttet for boltmodulus og de residuale egenskapene, da disse ikke defineres i nevnte kilder.

Sprøytebetong B35		CT-Bolt D20	
Tykkelse	100 mm	Diameter	20 mm
Elastisitetmodul	34077 MPa	c/c	2 m
Poissons forholdstall	0,2	Boltlengde	3 m
Trykkfasthet («peak»)	35 MPa	Boltmodulus	200000 MPa
Trykkfasthet (residual)	5 MPa	Strekkapasitet	0,188 MN
Strekkfasthet («peak»)	3,21 MPa	Residual strekkapasitet	0,01 MN
Strekkfasthet (residual)	0 MPa	Forspenning	0,0356 MN

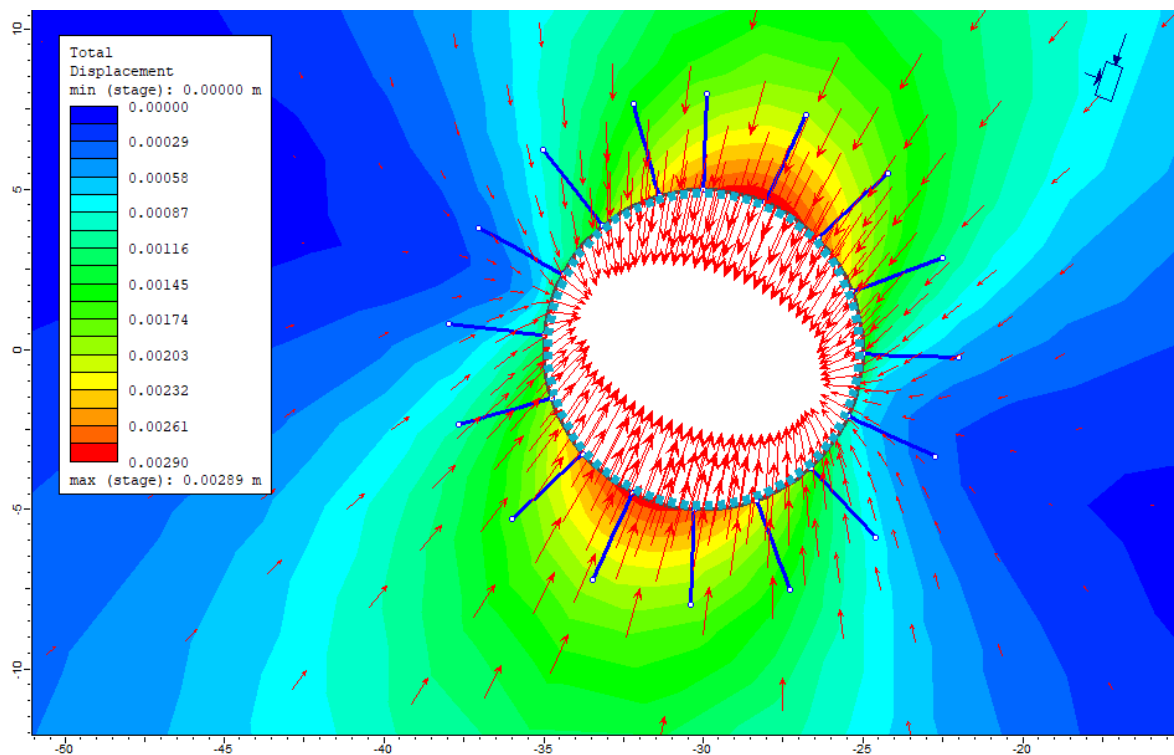
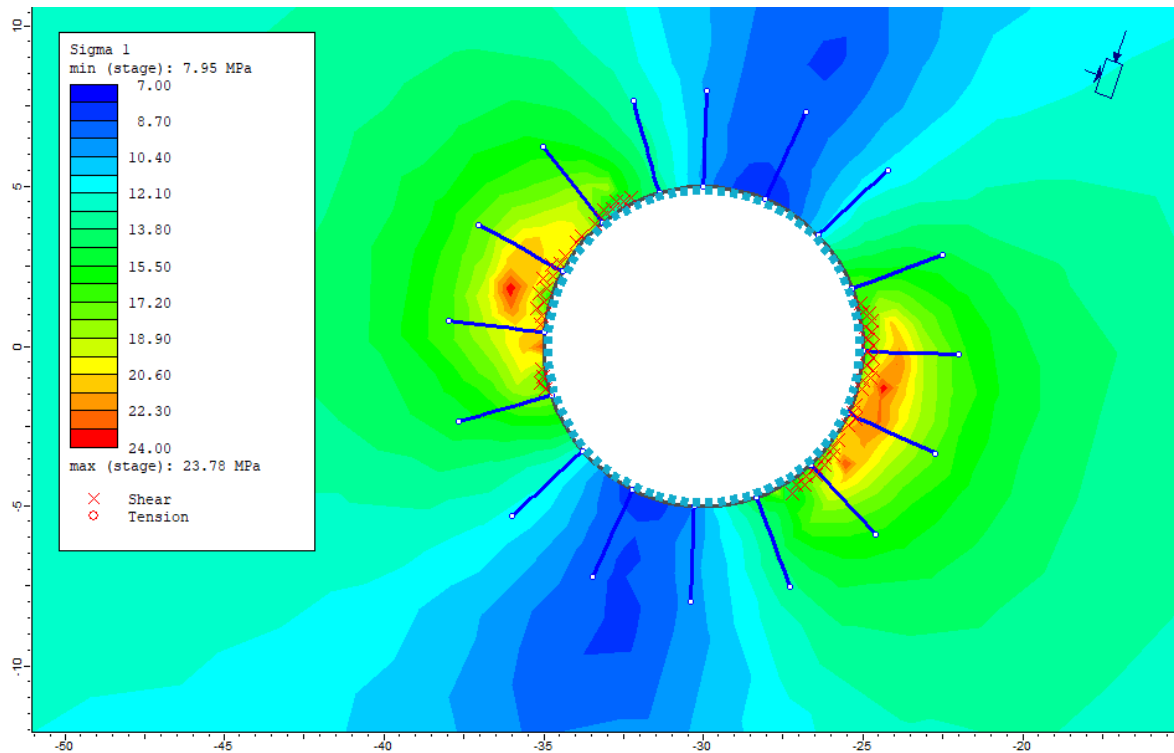
### 50 meter:

Resultatene ved 50 meters dybde uten installert bergsikring viste at stabiliteten i sjaktene var god. Med bergsikring oppnås omtrent identiske resultater. Spenningskonsentrasjonen ligger fortsatt ved sjaktkonturene som tangerer retningen til største horisontalspenning. Maksimalverdien ligger på samme nivå, ca. 7,0 MPa. Deformasjonen er også identisk, med en maksimal forskyvning på ca. 0,7 mm parallelt med retningen til største horisontalspenning. Bergsikringen har derfor ingen nevneverdig effekt på spenningsnivået eller forflytningen rundt sjaktene når bergmassen ikke har gått i brudd og oppfører seg elastisk.

### 200 meter:

Figur 6.7 viser spenningsfordelingen til  $\sigma_1$  samt deformasjon ved 200 meters dybde og med installert bergsikring. I likhet med modellen uten bergsikring oppstår det en bruddsone der hvor den største horisontalspenningen tangerer sjaktkonturen. Med bergsikring har derimot antall brudd blitt redusert fra 74 til 54 brudd for vestre sjakt og fra 55 til 21 brudd for østre sjakt. Bruddene består utelukkende av trykkinduserte skjærbrudd. Som i modellen uten bergsikring observeres det en redistribusjonen av spenninger fra konturen og innover i bergmassen. Grensen mellom elastisk og plastisk oppførsel i bergmassen er ikke like klar i denne modellen, da bruddsonen er betraktelig mindre. Spenningsnivået i bruddsonen er også noe høyere, ca. 15-20 MPa. Den maksimale spenningskonsentrasjonen ligger omtrent én meter utenfor sjaktkonturen, og når et toppnivå på ca. 23,8 MPa. Maksimal forskyvning ligger parallelt med retningen til største horisontalspenning, og når et maksimumnivå på ca. 2,9 mm. Dette samsvarer med forskyvningen observert ved 200 meter uten bergsikring. Forskyvning i bruddsonene ligger også på samme nivå, ca. 1,5 mm. Ingen av boltene eller sprøytebetongelementene går forøvrig i brudd.





**Figur 6.7:** Spenningsfordeling for  $\sigma_1$  og total deformasjon for vestre sjakt ved 200 meters dyp og med installert bergsikring. Redusert bruddannelse i forhold til lik modell uten sikring. Boltene og sprøytebetongen takler spenningsene godt, og går ikke i brudd. Maksimal spenning lik ca. 23,8 MPa og maksimal deformasjon lik ca. 2,9 mm.



### 6.5.3 Med forsinket bergsikring («Load splitting»)

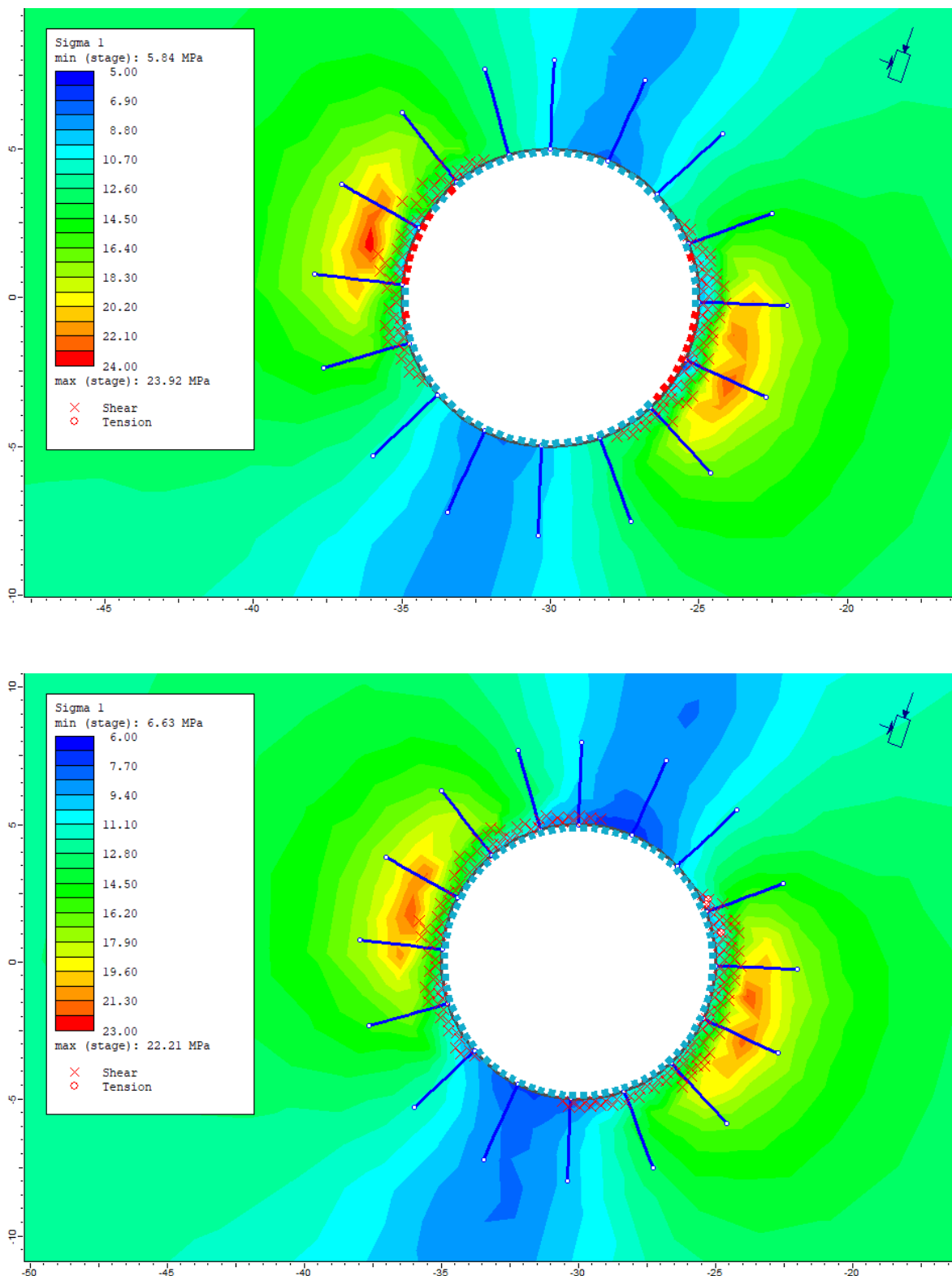
I den foregående modellen antas det at bergsikringen installeres umiddelbart etter at sjaktrommet åpnes. På den måten får ikke bergmassen tid til å deformere seg før sikringen forsterker området rundt sjaktkonturen. Dette er ikke et realistisk scenario, da det i virkeligheten alltid vil gå tid før bergsikringen installeres. For å simulere en forsinket installasjon av bergsikring kan «Load split»-funksjonen i *RS2* benyttes. Denne funksjonen gjør det mulig å definere hvor mye in-situ bergspenning sjakten induseres for i gitte modellsteg. I denne modellen velges det å indukere 50% av bergspenningene i det sjakten sprenges ut, og 50% av bergspenningene etter bergsikringen er installert. Dette forholdet kan variere en del, og avhenger av hvor raskt bergsikringen kan monteres. Det velges å studere effekten av forsinket bergsikring ved 200 meter for den vestre sjakten, da bruddannelse observeres ved dette dypet.

#### **200 meter:**

Modellen viser omtrent identisk spenningsfordeling og forflytningsgrad som modellen med umiddelbar installasjon av bergsikring. Bruddannelsen har derimot økt, fra 54 til 58 skjærbrudd for den vestre sjakten. Dette er en direkte konsekvens av forsinket bergsikring, da mer deformasjon har fått lov til å ta plass før sikringen installeres.

#### **200 meter (reduerte bergmasseforhold):**

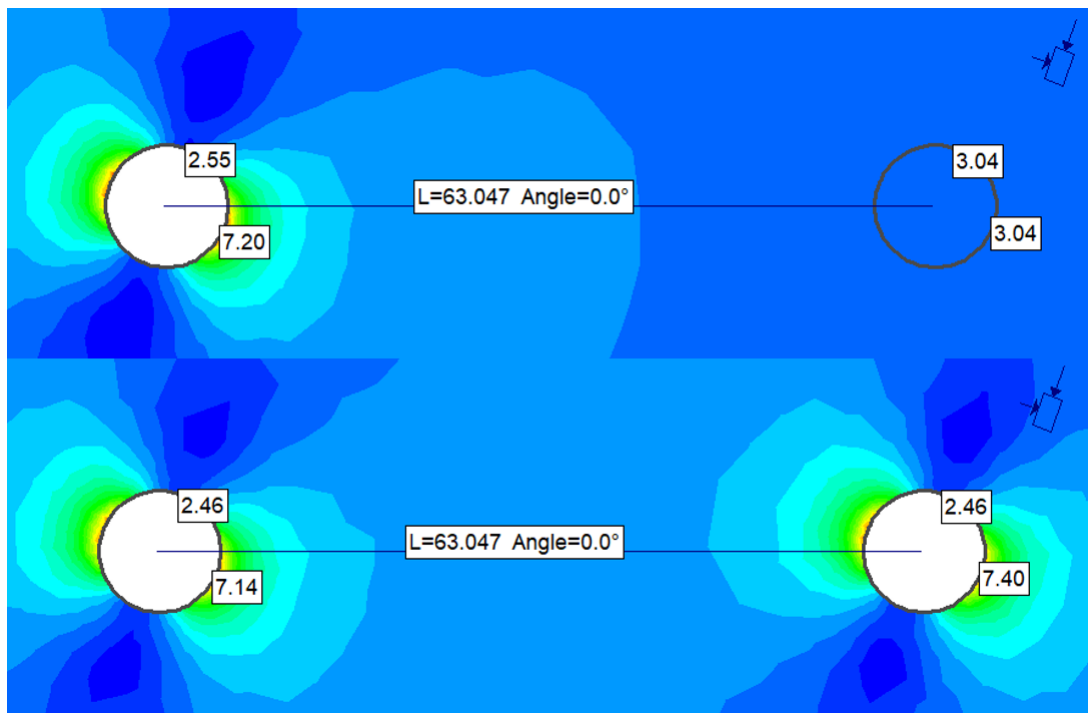
Det forrige eksempelet viser at forsinket bergsikring kan føre til økt bruddannelse. Siden boltene og sprøytebetongen var intakt ved både umiddelbar- og forsinket bergsikring velges det å studere et eksempel med svakere bergmassestyrke og økt oppsprekking. Dette gjøres for å studere effekten av forsinket bergsikring når forholdene er så dårlige at bergsikringen ved umiddelbar installasjon svikter. UCS- og GSI-verdien reduseres til hhv. 70 MPa og 50, noe som samsvarer godt med de svakere resultatene fra laboratorieundersøkelsene og feltkartleggingen. Denne modellen representerer derfor fortsatt forhold som vil være realistiske for sjaktene. Resultatet vises i figur 6.8. Ved umiddelbar bergsikring oppstår det 110 brudd i bergmassen, og ca. 25% av sprøytebetongelementene svikter. Ved forsinket bergsikring øker antall brudd i bergmassen til 154, men samtlige sprøytebetongelementer holder stand. Konklusjonen er klar; forsinket bergsikring utsetter bergmassen for mer deformasjon, men beskytter til gjengjeld bergsikringen.



**Figur 6.8:** Spenningsfordeling for  $\sigma_1$  ved hhv. umiddelbar bergsikring og forsinket bergsikring for reduserte bergforhold ved 200 meter.

### 6.5.4 Sjaktenes påvirkning på hverandre

De to ventilasjonssjaktene står omtrent 53 meter fra hverandre, kant til kant. I løpet av den numeriske analysen har fokuset vært på den vestre sjakten, med korte beskrivelser av spenningsfordeling og deformasjon rundt den østre sjakten. Figur 6.9 illustrerer hvordan  $\sigma_1$ -fordelingen endrer seg ved utsprenghing av den østre sjakten. Resultatet gjenspeiler tidligere observasjoner: påvirkningen på den vestre sjakten er minimal. Reduksjonen i spenningskonsentrasjonen rundt den vestre sjakten i det den østre sjakten sprenges ut er neglisjerbar. Sjaktene står altså for langt unna hverandre til å kunne påvirke hverandres spenningsfordeling og deformasjon i nevneverdig grad.



**Figur 6.9:** Endring i spenningsfordeling ved utsprenghing av sjakt nummer to.  $\sigma_1$ -verdier i MPa er gitt i de hvite tekstboksene.

### 6.5.5 Parameterstudie

Selv om inngangsparameterne benyttet i den numeriske analysen hittil har vært estimert så nøyaktig som mulig, ved hjelp av feltkartlegging, labforsøk og så videre, så representerer de ikke nødvendigvis virkeligheten perfekt. Det vil alltid eksistere en viss usikkerhet når disse tallfestes.

Det er derfor valgt å utføre et kort parameterstudie over de mest relevante inngangsparameterne, for å se på hvordan disse påvirker spenningssituasjonen og stabiliteten i sjaktene. Parameterne som studeres nærmere er in-situ horisontalspenninger, UCS, E-modul og GSI. Modellen vil bli kjørt uten bergsikring, og inngangsparameterne listet opp i tabell 6.2 benyttes som utgangspunkt.

### Variierende horisontalspenninger:

Horisontalspenningene benyttet i den numeriske analysen er estimert etter SINTEF sine in-situ bergspenningsmålinger, rapportert i Larsen og Hagen (2016). De fleste målingene ble foretatt på 110-150 og 200-250 meters dyp. Bergspenningene ved 50 meter er derfor estimert ved hjelp av en lineær regresjonslinje. Dette representerer et usikkerhetsmoment. I tillegg viste målingene fra borehull BH-03-2016 svært forskjellige verdier sammenlignet med BH-01-2016 og BH-02-2016. Det velges derfor å studere effekten av variierende horisontalspenninger på den vestre sjakten. Maksimal spenning ( $\sigma_1$ ), antall bruddelementer og maksimal deformasjon/forskyvning rapporteres ved de forskjellige spenningsforholdene i tabell 6.4.

**Tabell 6.4:** Oversikt over resultatene fra parameterstudiet av variierende horisontalspenninger.

Spenningsforhold	$\sigma_H$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_1$ [MPa]	Bruddelement	Deformasjon [mm]
<b>Ved 50 meters dyp (<math>\sigma_v = 1,4</math> MPa)</b>					
0,25 * Estimert	0,75	0,45	1,78	0	0,18
0,50 * Estimert	1,50	0,90	3,56	0	0,35
Estimert	3,00	1,80	7,12	0	0,70
1,50 * Estimert	4,50	2,70	11,0	0	1,10
2,00 * Estimert	6,00	3,60	14,2	0	1,40
2,50 * Estimert	7,50	4,50	17,7	5	1,76
3,00 * Estimert	9,00	5,40	17,9	234	2,94
Isotrop eks.	3	2,75	6,49	0	0,64
Anisotrop eks.	3	0,25	8,28	146	1,42
<b>Ved 200 meters dyp (<math>\sigma_v = 5,8</math> MPa)</b>					
0,10 * Estimert	1,20	0,65	2,91	0	0,29
0,25 * Estimert	3,00	1,63	7,45	0	0,72
0,50 * Estimert	6,00	3,25	14,9	0	1,44
Estimert	12,0	6,50	24,6	74	3,07
1,50 * Estimert	18,0	9,75	35,7	181	5,40
2,00 * Estimert	24,0	13,0	46,3	287	8,70
3,00 * Estimert	36,0	19,5	68,2	424	18,9
Isotrop eks.	12,0	11,5	22,8	137	3,37
Anisotrop eks.	12,0	3,0	23,2	316	5,14

Resultatene i tabellen over viser at økte horisontalspenninger gir økt bruddannelse og deformasjon, samt økte  $\sigma_1$ -spenningskonsentrasjoner rundt sjaktkonturen. Effekten av isotrope og eks-

tremt anisotrope spenningsforhold ble også testet. Resultatene av disse viser at isotrope forhold gir mindre bruddannelse sammenlignet med anisotrope forhold. Ved det anisotrope eksempelet på 50 meters dybde ble det observert strekkspenninger i sjaktkonturen hvor den minste horisontalspenningen tangerer. Det oppsto her en bruddsone dominert av strekkbrudd, samt flere skjærbrudd. Faren for utfall av sprekkeavløste blokker er reell ved en slik situasjon, fordi innspenningen i sjaktkonturen ikke er tilstrekkelig. Resultatene indikerer at det er mer gunstig med høyere isotrope in-situ bergspenninger sammenlignet med lavere anisotrope spenninger.

### Varierende bergartsstyrke (UCS):

Laboratoriumstesting av enaksial trykkfasthet for kjerneprøvene fra Kvitsøy viste at styrken varierte fra rundt 50 til 106 MPa. Det velges derfor å teste effekten av varierende UCS-verdier for å se hvor stort utslag en reduksjon eller økning vil gi på bruddannelse og spenningsfordeling. Resultatene er oppsummert i tabell 6.5 under.

**Tabell 6.5:** Oversikt over resultatene fra parameterstudiet over varierende UCS-verdier.

UCS-verdi [MPa]	$\sigma_1$ [MPa]	Bruddelement	Deformasjon [mm]
<b>Ved 50 meters dyp (<math>\sigma_v = 1,4</math> MPa)</b>			
30	6,75	58	0,73
50	7,12	0	0,70
70	7,12	0	0,70
90	7,12	0	0,70
110	7,12	0	0,70
<b>Ved 200 meters dyp (<math>\sigma_v = 5,8</math> MPa)</b>			
30	23,8	327	5,48
50	23,1	222	4,21
70	24,5	120	3,30
90	24,6	74	3,07
110	27,2	53	3,01

Resultatene viser som forventet økt bruddannelse ved lavere UCS-verdier. Spenningskonsentrasjonen og mengden deformasjon holder seg stabil på 50 meters dyp, men øker ved lavere UCS-verdier på 200 meters dyp.

### Varierende elastisitetsmodul (Youngs modulus):

Som med UCS-verdiene ble det også målt varierende verdier for elastisitetsmodul til kjerneprøvene. Effekten av varierende elastisitetsmodul er oppsummert i tabell 6.6.

**Tabell 6.6:** Oversikt over resultatene fra parameterstudiet over varierende elastisitetsmodul.  $E_i$  indikerer elastisitetsmodulen som er benyttet tidligere i den numeriske analysen.

E-modul forhold	E-modul [MPa]	$\sigma_1$ [MPa]	Bruddelement	Deformasjon [mm]
<b>Ved 50 meters dyp (<math>\sigma_v = 1,4</math> MPa)</b>				
$0,50 * E_i$	24500	7,12	0	1,40
$0,75 * E_i$	36750	7,12	0	0,94
$E_i$	49000	7,12	0	0,70
$1,25 * E_i$	61250	7,12	0	0,56
$1,50 * E_i$	73500	7,12	0	0,47
<b>Ved 200 meters dyp (<math>\sigma_v = 5,8</math> MPa)</b>				
$0,50 * E_i$	24500	24,6	74	6,14
$0,75 * E_i$	36750	24,6	74	4,09
$E_i$	49000	24,6	74	3,07
$1,25 * E_i$	61250	24,6	74	2,46
$1,50 * E_i$	73500	24,6	74	2,05

Resultatene viser at deformasjonen/forskyvningen øker med minkende elastisitetsmodul. Dette er forventet, i og med at en høyere elastisitetsmodul gir bergmassen en høyere stivhet og økt motstandsevne mot elastisk deformasjon. Spenningsfordeling og bruddannelse påvirkes ikke.

#### Variierende GSI-verdi:

Valg av GSI-verdi er primært basert på egen feltkartlegging av bergblotninger på Kvitsøy. Her ble det observert varierende verdier fra lokalitet til lokalitet, noen så lave som 40 og andre opp mot 90. Det gjennomføres derfor et kort parameterstudie for å se på hvordan varierende GSI-verdier påvirker bruddannelse og deformasjon.  $GSI_r$  defineres i dette eksempelet etter sammenhengen mellom GSI og  $GSI_r$  presentert av Cai et al. (2007), se formel 6.1.

**Tabell 6.7:** Oversikt over resultatene fra parameterstudiet over varierende GSI-verdier.

GSI	$GSI_r$	$\sigma_1$ [MPa]	Bruddelement	Deformasjon [mm]
<b>Ved 50 meters dyp (<math>\sigma_v = 1,4</math> MPa)</b>				
35	22	5,87	63	4,03
45	25	6,76	24	2,02
55	26	7,12	0	1,09
65	27	7,12	0	0,70
75	27	7,12	0	0,54
85	27	7,12	0	0,48
95	27	7,12	0	0,45
<b>Ved 200 meters dyp (<math>\sigma_v = 5,8</math> MPa)</b>				
35	22	22,1	271	20,9
45	25	21,9	220	11,0
55	26	23,0	210	6,74
65	27	22,7	193	4,70
75	27	27,2	39	3,79
85	27	29,1	0	1,95
95	27	29,1	0	1,85

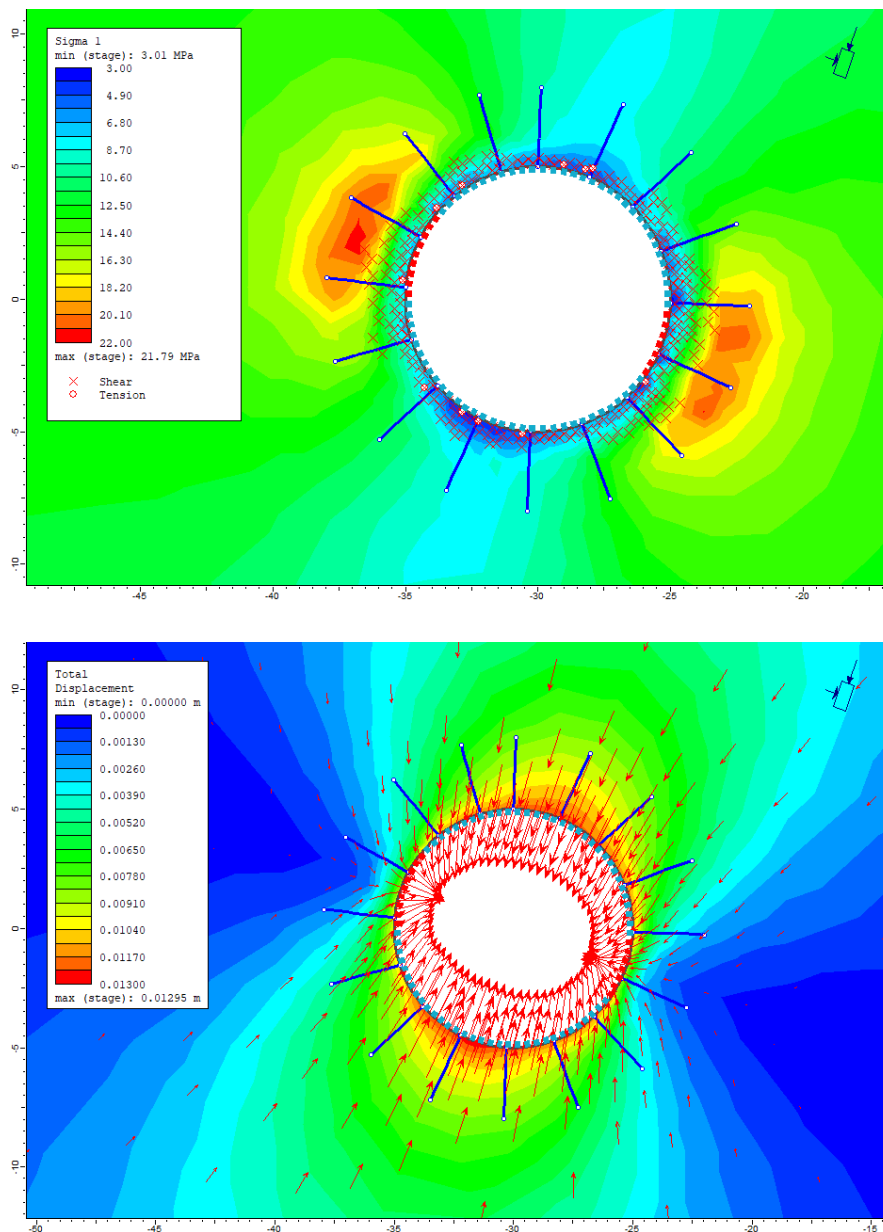
Som det fremgår av tabell 6.7 over, så er  $GSI_r$ -verdiene beregnet etter Cai et al. (2007) sin formel betydelig mer konservative sammenlignet med tidligere estimert  $GSI_r$ -verdi. Resultatene viser at deformasjon/forskyvning og brudddannelse øker med økende oppsprekking. Bergspenningene holder seg på et konstant nivå og er konsentrert tett opptil sjaktkonturen der hvor største horisontalspenning tangerer. Disse spenningene reduseres noe i det bergmassen går i brudd, og konsentrasjonen redistribueres ca. én til to meter vekk fra konturen.

### 6.5.6 Ved ugunstige bergforhold, en mer konservativ modell

Basert på parameterstudiet har det blitt observert at mengden deformasjon rundt sjaktkonturen varierer betydelig, spesielt ved lave  $GSI$ -verdier og høye/anisotrope in-situ horisontalspenninger. Det velges derfor å kjøre en numerisk modell over sjaktene med betraktelige reduserte inngangsparametere. Dette scenariet vil representere et mulig svakere parti i sjaktløpet. In-situ bergspenninger settes lik estimerte forhold for 200 meter. UCS-verdien reduseres til 60, E-modulen reduseres til 40 GPa og  $GSI/GSI_r$  settes til 45/25. Disse verdiene gjenspeiler mindre gunstige resultater fra hhv. laboratoriumstesting og feltkartlegging. Modellen utgjør dermed en svakere og mer oppsprukket bergmasse med lavere motstandsdyktighet mot elastisk deformasjon, og vil fungere som et godt sammenligningsgrunnlag med tidligere modeller ved 200 meters dyp. Modellen kjøres med forsinket bergsikring for å gjenspeile mer realistiske forhold.

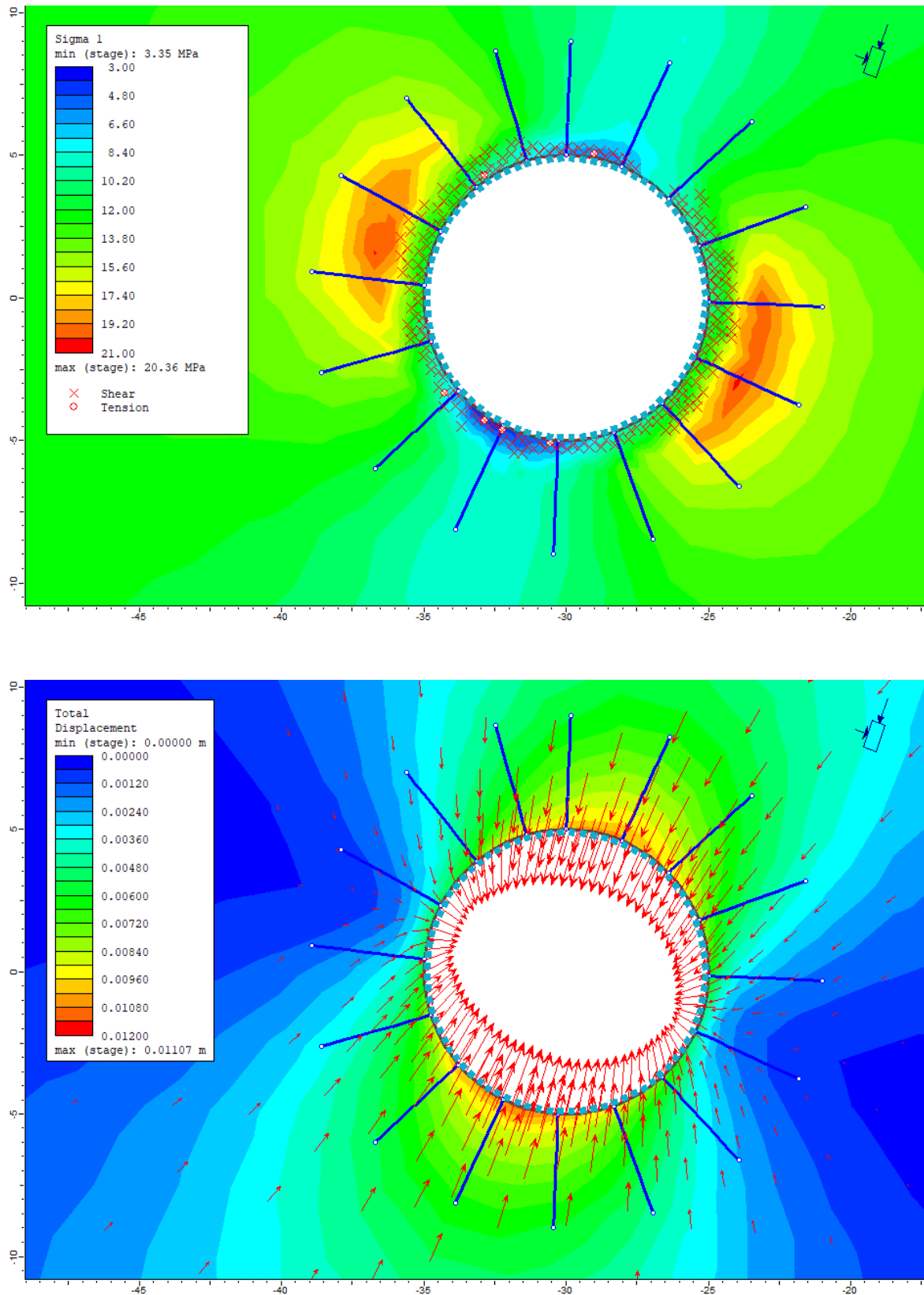
Resultatene vises i figur 6.10. Det observeres en betydelig brudddannelse rundt hele sjaktkonturen. Der hvor den største horisontalspenningen tangerer konturen oppstår det skjærbrudd, og spenningskonsentrasjonen forflytter seg utover. Ved sjaktkonturene som tangerer retningen på minste horisontalspenning oppstår det en blanding av skjær- og strekkbrudd. Totalt oppstår det 249 brudd i bergmassen. 17 av sprøytebetongelementene går også i brudd. Maksimal forskyvning ligger på ca. 13 mm, og er lokalisert hovedsakelig parallelt med retningen til største horisontalspenning. Alt i alt viser modellen en ugunstig situasjon hvor det er fare for avskallinger eller bergslag i bergmassen der hvor sprøytebetongen har gitt etter. For å stabilisere sjakten må sikringen dimensjoneres opp. Modellen kjøres på nytt med økt boltelengde (4 m) og sprøytebetongtykkelse (25 cm). Sprøytebetongen er i denne modellen påført i ett enkelt lag, men den kan også påføres i to separate lag med et lite tidsmellomrom. På den måten får spenningene

enda mer tid til å sette seg, og det andre laget med sprøytebetong vil være bedre beskyttet mot deformasjon. Resultatet vises i figur 6.11. Antall brudd er redusert til 209 og maksimal forskyvningen ligger nå på ca. 11 mm. Konsentrasjonen av lave spenninger rundt sjaktkonturen er også redusert, noe som er gunstig med tanke på innspenning. Bergsikringen i seg selv takler nå forholdene godt.



**Figur 6.10:** Spenningsfordeling for  $\sigma_1$  og total deformasjon for vestre sjakt ved 200 meters dyp og ved reduserte bergforhold. Forsinkert bergsikring benyttes i modellen. Maksimal spenning lik ca. 21,8 MPa og maksimal deformasjon lik ca. 12,9 mm.





**Figur 6.11:** Spenningsfordeling for  $\sigma_1$  og total deformasjon for vestre sjakt ved 200 meters dyp og ved reduserte bergforhold. Sikringen er dimensjonert opp til 4 meter boltelengde og 25 cm tykt sprøytebetonglag. Maksimal spenning lik ca. 20,4 MPa og maksimal deformasjon lik ca. 11,1 mm.



## Diskusjon

### 7.1 Sammendrag og drøfting av resultatene

I dette kapitlet vil innhentet informasjon og resultater fra henholdsvis litteraturstudiet, feltkartleggingen på Kvitsøy, laboratoriumsundersøkelsene, og den numeriske analysen benyttes til å diskutere mulige problemstillinger knyttet til ventilasjonssjaktene på Kvitsøy. Potensielle problemstillinger vil vurderes, og det vil bli presentert forslag på risikoreducerende tiltak.

#### 7.1.1 Litteraturstudiet

Formålet med litteraturstudiet var å etablere et teoretisk og empirisk grunnlag knyttet til drive-metoden sjaktsynking. Dette ble utført ved å se på geologiske forhold som påvirker stabiliteten under sjaktsynking, hovedtyper av stabilitetsproblemer ved sjaktsynking samt søke gjennom litteraturen etter erfaringer fra tidligere utførte sjaktsynkingsprosjekter.

Resultatene fra litteraturstudiet er begrenset. Spesielt var det lite informasjon om erfarte utfordringer knyttet til sjaktsynking fra norske prosjekter. Gruveprosjektene på Fosdalen og Løkken ligger langt tilbake i tid, og sjaktsynkingen ved disse prosjektene var av en mye mindre størrelsesorden sammenlignet med ventilasjonssjaktene på Rogfast. I tillegg ble det observert svært få stabilitets- og vanninnlekkasjerelaterte utfordringer av nevneverdig grad. Det mest interessante funnet er knyttet til sjakten Synk 17 Ø ved Fosdalen gruver, som etter noen år i drift opplevde en

stor grad av deformasjon grunnet omlagring av høye horisontale spenninger. En slik stor omlagring av horisontalspenninger vil mest sannsynlig ikke være et problem på Rogfast-prosjektet, da det ikke vil tas ut omkringliggende masse i så stort volum rundt sjaktene. Dette kan derimot være en mer relevant problemstilling for det kompliserte kryssystemet lenger ned.

Når det gjelder de internasjonale prosjektene så var funnene fra Platreef-prosjektet og Longos gruen litt mer interessante. Førstnevnte prosjekt driver sjakter med lignende diamater som de planlagte sjaktene på Rogfast. Selv om det, heldigvis, ikke har vært registrert noen større stabilitetsproblemer ved prosjektet var det likevel noe relevant informasjon å hente. Det mest fremtredende var hvordan den ingeniørgeologiske oppfølgingen under driving foregikk, med regelmessige inspeksjoner og kartlegging av sjaktveggen mens de senket seg nedover. På denne måten fikk de sammenlignet estimert bergmassekvalitet fra borehull med faktiske forhold i sjakt. I tillegg fører en slik ingeniørgeologisk oppfølging underveis til at ugunstige geologiske momenter som ustabile blokker, svakhetssoner, leirslepper og lignende kan identifiseres og sikres tilstrekkelig.

Når det gjelder erfaringer knyttet til håndtering av vanninnlekkasje så var Longos gruen det mest fremtredende eksempelet. Det viktigste funnet som det er verdt å ta med seg videre her er feilene som ble gjort under injeksjonsarbeidet, og som resulterte i den store vanninnlekkasjen på opp mot 53 liter per sekund. For dårlige forundersøkelser og et altfor høyt injeksjonstrykk i forhold til hva bergmassen kunne håndtere førte til en total svikt av sjaktbunnen. Lærdommen her er at det er viktig å tilpasse injeksjonstrykket etter de lokale bergmasseforholdene, samt benytte en mer konservativ fremgangsmetode som å starte injeksjonen med et lavere trykk for å se hvordan bergmassen reagerer. Da arbeidet med sjakten ble gjenopptatt rundt 10 år senere så var injeksjonsplanleggingen mye bedre: regelmessige målinger av vanntrykk, kontinuerlige målinger av injeksjonstrykk samt bruk av et injeksjonstrykk og injeksjonssammensetning tilpasset bergmassen rundt sjakten.

## 7.1.2 Feltkartleggingen på Kvitsøy

Feltkartleggingen på Kvitsøy ga indikasjoner på at bergmasseforholdene ved påhugget og plasseringen av de to sjaktene er gode. Det ble primært observert Q-verdier fra ca. 4,5 til 25 for bergblotningene, noe som samsvarer med god til bra bergmassekvalitet etter Q-systemet (NGI, 2015). Bergblotningene som ble kartlagt utgjør berg i dagsonen, som har vært utsatt for betydelig forvitring over tid. I tillegg vil en skifrig bergart som grønnskifer være mer oppsprukket og forvitret ved overflaten, mye på grunn av spenningsavlastning (NGI, 2015). Q-verdiene kan derfor anses som relativt konservative hvis en skal klassifisere bergmassen nedover som helhet. Kjerneboringer har vist at Q'-verdien øker nedover i dypet, og at den varierer fra 10-75. Dette indikerer bra til meget bra bergmasseforhold. Det er dog viktig å bemerke seg at Q-parameterne RQD og  $J_n$  kan ha en henholdsvis høyere og lavere verdi ved kjerneboring på grunn av mulig tilstedeværelse av sprekkesett som går parallelt med boreretningen. Borehullene ved påhuggsområdet er boret vertikalt, og dermed er det mulig at vertikale sprekkesett vil være underrepresentert i kjerneloggen. Sprekkemålinger fra Kvitsøy viser at det forekommer sprekkesett med steiltstående fall. Fallvinkelen her varierer fra 55°-80°. Dette fallet er ikke steilt nok til å unngå kjerneboringen.

Foruten god bergmassekvalitet ble det ikke observert noen større svakhetssoner i området rundt det planlagte påhugget. Det er mulig at slike soner kan være dekket av overliggende løsmasselag, som jordet ved påhuggsområdet. Via flyfoto ble det observert sannsynlige svakhetssoner, men disse ligger alle godt utenfor det aktuelle området. Svakhetssoner kan derimot fortsatt eksistere i dypet. Lengdeprofilen i vedlegg A viser at ingen større svakhetssoner er forventet å krysse ventilasjonssjaktene nedover. Det er viktig å påpeke at det eksisterer en stor usikkerhet rundt beskaffenheten av disse svakhetssonene, spesielt når det gjelder strøk og fallretning. Under sjaktsynkingen av sjaktene er det derfor ikke usannsynlig at en vil støte på svakhetssoner som ikke er avdekket av de refraksjonsseismiske forundersøkelsene. Kjerneloggen til Multicon-sult fra påhuggsområdet viser også flere soner med oppknust berg, en av de på over 35 meter (Slobodinski, 2016).

Alt i alt indikerer feltkartleggingen på Kvitsøy relativt gode bergforhold ved påhuggsområdet.

### 7.1.3 Laboratoriumundersøkelsene og numerisk modellering

Laboratoriumundersøkelsene har vist at bergmassen som sjaktene skal drives i er av relativt god kvalitet. Snittverdien for enaksial trykkfasthet lå på ca. 80-90 UCS, og klassifiseres dermed som «Strong rock» etter ISRM (Barton, 1978).

Under den numeriske analysen ble det foretatt analyser av flere forskjellige modelloppsett. Hovedfokuset lå på stabilitetsvurdering ved to dyp, 50 og 200 meter. Den første modellen ble kjørt uten bergsikring, og viste at det ved 50 meter ikke er forventet noen problemer med stabiliteten. Dette er et resultat av den gunstige bergmassekvaliteten og de relativt lave in-situ horisontalspenningene som er estimert ved 50 meters dyp. Ved 200 meter oppstår det derimot en bruddsone i bergmassen der hvor retningen til største in-situ horisontalspenning tangerer sjaktkonturen. Sjakten vil altså ikke være stabil ved dette dypet uten tilstrekkelig bergsikring.

Modellen ble også kjørt med installert bergsikring. For 50 meter hadde dette liten effekt, da sjakten allerede er stabil ved usikrede forhold. Ved 200 meter ble det derimot observert en markant forbedring med tanke på antall brudd rundt sjaktkonturen. Disse ble betydelig redusert i modellen. For å teste mer realistiske bergsikringsforhold ble det valgt å kjøre modellen med forsinket bergsikring. I virkeligheten går det alltid litt tid før sikringen kan installeres, og deformasjonen i bergmassen får derfor tid til å påvirke området rundt sjaktkonturen før stabiliserende sikring kommer på plass. Denne modellen viste at det ved 200 meter oppstår flere brudd i bruddsonene rundt sjaktkonturen. Dette var forventet som en direkte konsekvens av forsinket bergsikring, da mer deformasjon har fått lov til å ta plass før sikringen ble installert. Samme situasjon ble også testet ved reduserte bergmasseforhold. Resultatet viste her at sikringen går i brudd ved umiddelbar installasjon, men at den holder stand ved forsinket installasjon. Bruddannelsen øker dog i sistnevnte situasjon. Konklusjonen er klar; forsinket bergsikring utsetter bergmassen for mer deformasjon, men beskytter til gjengjeld bergsikringen.

Det ble også sett på hvordan sjaktene påvirker hverandre, med tanke på spenningsomfordeling og deformasjon ved utspregning av sjakt nummer to. Resultatet viste en neglisjerbar påvirkning. Sjaktene står altså for langt unna hverandre (53 meter) til å kunne påvirke hverandres spenningsfordeling eller deformasjon i en nevneverdig grad.

På grunn av usikkerheten knyttet til estimeringen av inngangsparameterne ble det foretatt et parameterstudie. Hovedpoenget med dette studiet var å se på hvordan disse parameterne påvirker spenningssituasjonen og stabiliteten i sjaktene. Resultatene viste at økt bruddannelse og deformasjon/forskyvning forekommer ved økende horisontalspenninger (spesielt ved høy spenningsanisotropi), økende oppsprekking (GSI) samt minkende elastisitetsmodul og enaksial trykkfasthet (UCS). Basert på disse resultatene ble det kjørt en ekstra modell for 200 meters dybde med reduserte bergmasseforhold. Modellen kan betraktes til å representere et svakere bergmasseparti som sjaktene kan tenkes å krysse. Resultatene fra denne modellen viste at den opprinnelige sprøytebetongtykkelsen ikke takler de dårlige bergmasseforholdene, og må dimensjoneres oppover. Ved slike forhold bør det vurderes om sprøytebetongen skal påføres i to lag med et lite tidsmellomrom, slik at spenningene i bergmassen får tid til å sette seg etter utsprengning. Sprøytebetonglag nummer to vil dermed være bedre beskyttet mot deformasjon.

Alt i alt har den numeriske analysen vist at det ved tilstrekkelige høye in-situ bergspenninger eller ved dårlige bergmasseforhold vil dannes en bruddsone der hvor retningen til største horisontalspenning tangerer sjaktkonturen. Ved tilstrekkelig bergsikring som bolting og påføring av sprøytebetong vil bruddannelsen reduseres.

Selv om det har vært benyttet så nøyaktige inngangsparametere som mulig, eksisterer det fortsatt en viss usikkerhet rundt den numeriske modellen. Det er viktig å ha i bakhodet at den numeriske analysen regner bergmassen som et kontinuerlig medium, uten lokale diskontinuiteter. I virkeligheten er bergmassen mye mer kompleks, og består ofte av tilfeldige sprekker, riss og lignende som den numeriske modellen ikke regner med. Spennings- og deformasjonsverdier samt antall brudd må dermed ikke regnes som nøyaktige verdier. De gir kun et estimat på hvordan forholdene kan være. Konklusjoner burde derfor ikke trekkes fra den numeriske analysen alene, men resultatene kan benyttes i kombinasjon med observasjoner fra feltkartlegging og labtesting.

Videre arbeid i den numeriske analysen kunne bestått av å kjøre en modell med innlagte sprekker, ved hjelp av Barton-Bandis-kriteriet. Dette var opprinnelig planlagt, og de nødvendige parametrene for å estimere skjærstyrken til innlagte sprekker ( $\phi_r$ ,  $JRC$  og  $JCS$ ) ble funnet ved felt- og labarbeid. Etter diskusjon med veileder Eivind Grøv ble det besluttet å se bort fra dette på grunn av tidsmangel.



## 7.2 Potensielle problemstillinger og forslag til risikoreduserende tiltak

### 7.2.1 Generelle stabilitetsproblemer

I dette delkapittelet vil de mest fremtredende stabilitetsproblemene som har blitt studert i løpet av oppgaven diskuteres. Forslag på hvordan disse stabilitetsproblemene kan håndteres vil også fremmes.

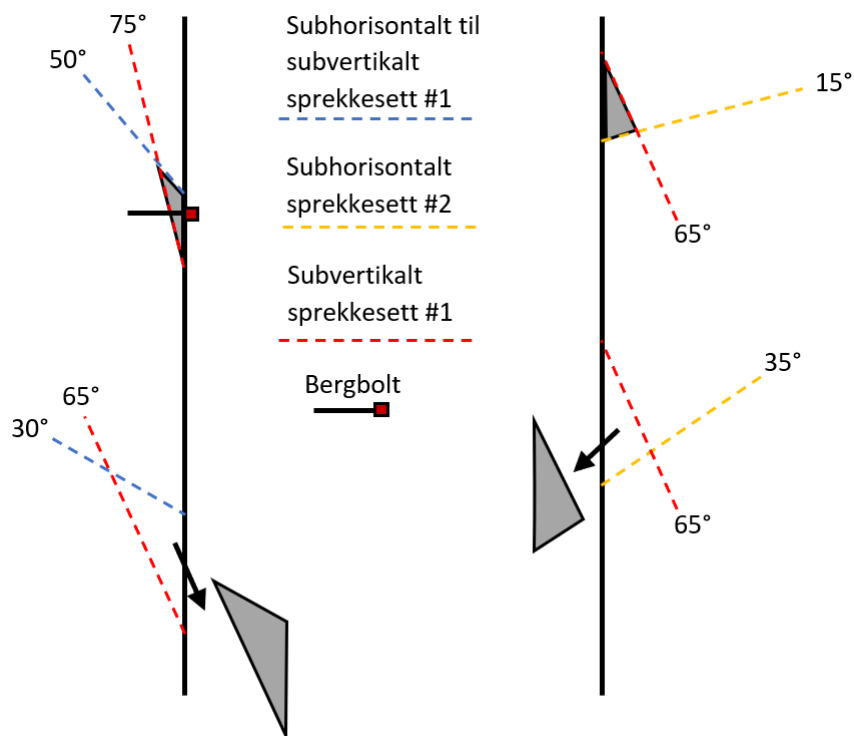
#### Utfall av masser

Utfall eller utglidninger av sprekkeavløste blokker utgjør en betydelig risiko ved driving av vertikale sjakter. Under feltarbeidet ble bergmassen rundt sjaktens plassering kartlagt for å identifisere mulige sprekkesett. Resultatene fra denne kartleggingen viser at det opptrer tre sprekkesett med varierende orientering og fall. To av disse sprekkesettene har en retning tilnærmet nord, og et subhorisontalt til subvertikalt fall på  $10^{\circ}$ - $55^{\circ}$  mot øst eller vest. I tillegg forekommer det et tredje steiltstående sprekkesett med fall  $55^{\circ}$ - $80^{\circ}$  som er orientert tilnærmet normalt på de to førstnevnte sprekkesettene. Som nevnt tidligere er kombinasjonen av horisontale til subhorisontale sprekker med subvertikale sprekker lite gunstig, da de kan skape blokker i sjaktveggene som kan gli ut hvis vinkelen til glideplanet overskrider bergmassens friksjonsvinkel. For bergmassen på Kvitsøy har labtesting vist at denne vil ligge på rundt  $28,7^{\circ}$ . I tillegg til feltmålingene ble det observert horisontale og subvertikale brudd i kjerneprøvene for borehullene ved sjaktene. I figur 7.1 illustreres dette stabilitetsproblemet ved å tegne inn eksempler på sprekkesettene målt i felt.

Figuren viser at sprekkeavløste blokker med fare for utglidning kan oppstå ved flere sprekke-kombinasjoner. Det er vanskelig å forutsi slike problemer før driving av sjaktene, og det er derfor viktig at sjaktveggene inspiseres tidlig etter utsprenging. På denne måten kan blokkene sikres med gjennomgående bergbolter med tilpasset lengde samt bergbånd ved behov.

#### Avskallinger og sprakeberg

Den numeriske modellen har vist at det forekommer bruddannelse i bergmassen rundt sjaktene ved et dyp på 200 meter. Disse konsentreres ved sjaktveggene som tangerer retningen til den



**Figur 7.1:** Tegning hvor sprekkeseett fra feltmålinger er lagt inn for å vise potensielle sprekketiløste blokker.

største horisontalspenningen. Bruk av bolter i kombinasjon med fiberarmert sprøytebetong vil mest sannsynlig være tilstrekkelig for å sikre sjaktveggene ved det spenningsnivået som er målt på Kvitsøy. Ved mistanke om høye spenninger under driving kan det utføres bergspenningsmålinger ved sjaktbunn for å få en bedre oversikt. Bergsikringen kan deretter dimensjoneres opp ved behov. Siden avskallinger og sprakeberg vil forekomme ved overflaten på sjaktveggen så vil det være mest hensiktsmessig å øke sprøytebetongtykkelsen kontra boltelengde hvis slike problemer skulle oppstå.

### Kryssing av svakhetssoner

Det ble ikke observert noen svakhetssoner under feltkartleggingen. Grunnundersøkelser i form av refraksjonsseismikk og kjerneboringer har heller ikke avdekket noen større svakhetssoner i umiddelbar nærhet til de to ventilasjonssjaktene. Det er viktig å presisere at dette ikke nødvendigvis betyr at sjaktene ikke vil passere noen svakhetssoner i det hele tatt. Konsekvensen av å treffe på en vannførende svakhetsone kan være veldig problematisk for drivingen av sjaktene, og det er derfor viktig å ha god kontroll på bergmasseforholdene nedover. Dette kan gjøres ved å utføre systematisk sonderboring fra sjaktbunnen, samt kjerneboring eller seismikk hvis mistan-

ken om en potensiell svakhetssone er sterk. Hvis disse undersøkelsene gir indikasjoner om en kommende svakhetssone så kan det settes inn stabilitetsforebyggende tiltak som forinjeksjon, forbolting og redusert salvelengde.

### **7.2.2 Vanninnlekkasje**

Vanninnlekkasje i en vertikal sjakt kan skape betydelige problemer. Selv om innsiget er lite ved enkelte partier langs sjaktveggen så vil vannet akkumuleres og samles i sjaktbunnen på grunn av tyngdekraften. Dette vannet må pumpes opp og ut, noe som krever at det alltid er tilstrekkelig pumpekapasitet ved sjaktbunnen. Graden av vanninnlekkasje vil avhenge av tilstedeværelsen av svakhetssoner, større enkeltsprekker og bergartsgrenser. Vanntapsmålinger utført i borehullene ved ventilasjonssjaktene plassering har som beskrevet tidligere vist omtrent null vanninnlekkasje. Risikoen for vanninnlekkasje i sjaktene er derimot fortsatt tilstede, da det ikke er garantert at kjerneboringene vil treffe alle vannførende soner nedover i dypet. Det er spesielt subhorisontale langsgående enkeltsprekker som kan føre med seg vann fra fjorden som er vanskelig å oppdage.

For å redusere risikoen er det derfor viktig å systematisk registrere vanninnlekkasje i forbindelse med sonderboring fra sjaktbunnen. Ved behov kan bergmassen nedover tettes ved hjelp av forinjeksjon. Hvis det er knyttet en usikkerhet til vannforholdene nedover anbefales det å utføre systematisk forinjeksjon, spesielt hvis en forventer å krysse svakhetssoner.

### **7.2.3 Kort oppsummering av risikoreduserende tiltak**

De geologiske forholdene ved ventilasjonssjaktene nedover dypet er, på tross av gode forundersøkelser, kun kjent i grove trekk. Den viktigste informasjonen om bergforholdene vil derfor erverves under driving av sjaktene. For å få til dette er det viktig å ha tilgjengelig personell som kan identifisere potensielle svakhetssoner, utglidningsblokker og lignende, slik at den dimensjonerte sikringen kan oppjusteres ved behov.

Andre risikoreduserende tiltak vil foruten ingeniørgeologisk inspeksjon under driving være å

utføre systematisk sonderboring langs hele sjaktlengden. Dette burde utføres for å skaffe informasjon om bergkvalitet og vanninnlekkasje i bergmassen under sjaktbunnen. Ved veldig usikre forhold, som for eksempel ved mistanke om en potensiell svakhetsone, burde det benyttes kjerneboringer og/eller seismikk for å innhente ytterligere informasjon. Forinjeksjon burde benyttes hvis det måles betydelig vanninnlekkasje nedover, samt ved passering av svakhetssoner. Ved mistanke om høye bergspenninger burde det utføres bergspenningsmålinger.

Når det gjelder bergsikring anbefales det å benytte Q-systemet sitt sikringsdiagram i kombinasjon med Statens vegvesen sine sikringsklasser i håndbok N500 *Vegtunneler*. Dette vil innebære systematisk bolting og påføring av fiberarmert sprøytebetong med en minimumstykkelse på 10 cm. Bergbånd kan også benyttes ved behov for å sikre utglidningsutsatte blokker. Ved ekstremt oppsprukne partier eller svakhetssoner kan det benyttes full utstøpning. Kort tid etter utsprenging burde det også utføres en rensk av sjaktveggen, for å fjerne løse steiner og blokker.



## Konklusjon

Denne masteroppgaven har tatt for seg de to planlagte vertikale ventilasjonssjaktene som skal bygges på Kvitsøy i forbindelse med Rogfast-prosjektet. Da oppgaven ble utformet var planen at disse sjaktene skulle drives med metoden sjaktsynking, en drivemetode som er svært lite utbredt i Norge. I løpet av oppgaven har det vært gjennomført en litteraturstudie hvor sjaktsynking har blitt studert, feltarbeid på Kvitsøy med tilhørende labarbeid og en numerisk analyse. Disse metodene har blitt benyttet for å danne et kunnskapsgrunnlag rundt drivemetoden sjaktsynking og bergmasseforholdene på Kvitsøy, slik at en vurdering av potensielle problemstillinger knyttet til sjaktstabilitet og vanninnlekkasje kunne utføres.

Resultatene fra de forskjellige analysene viser at bergmasseforholdene på Kvitsøy er relativt gode, men at det finnes enkelte problemstillinger som kan dukke opp under drivingen av sjaktene. Det mest reelle stabilitetsproblemet er knyttet til utfall av masser fra sjaktveggene. I tillegg er muligheten tilstede for at svakhetssoner eller partier med vanninnlekkasje kan treffe sjaktene. Med gode undersøkelser under driving, som inspeksjon av sjaktvegger, sonderboring, kjerneboring og seismikk kan bergmassen kartlegges mer detaljert. På denne måten vil man være bedre forberedt på å krysse vanskelige partier.



# Litteraturliste

- Alejano, L. R., Muralha, J., Ulusay, R., Li, C. C., Pérez-Rey, I., Karakul, H., Chryssanthakis, P. og Aydan, Ö. (2018). ISRM suggested methods for determining the basic friction angle of planar rock surfaces by means of tilt tests, *Rock Mechanics and Rock Engineering* **51**(12): s. 3853–3859.
- Árnason, S. G. (2008). *Rogfasttunnelen - Analyse av bergmassens borbarhet og sprengbarhet*, Prosjektoppgave, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Ayugat, A. V., Aquino, J. H. og White, P. (1998). *Grouting and Shaft Sinking Through Water-Bearing Ground*. MME Multiurethanes Ltd., Mississauga.
- Bandis, S., Lumsden, A. C. og Barton, N. (1981). Experimental studies of scale effects on the shear behavior of rock joints, *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* **18**(1): s. 1–21.
- Barton, N. (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses, *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* **15**(6): s. 319–368.
- Barton, N. (1988). Predicting the behaviour of underground openings in rock, *Teknologirapport nr. 172*, Norges Geotekniske Institutt, Oslo.
- Barton, N. og Bandis, S. (1982). Effects of block size on the shear behavior of jointed rock, *23rd U.S Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*, American Rock Mechanics Association, s. 739–760.
- Barton, N. og Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice, *Rock Mechanics and Rock Engineering* **10**(1-2): s. 1–54.
- Barton, N., Lien, R. og Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support, *Rock Mechanics and Rock Engineering* **6**(4): s. 189–236.
- Berge, I. (1964). Sjaktavsenkning ved Fosdalens Bergverks-Aktieselskab, *Tidsskrift for kjemi, bergvesen og metallurgi* (4): s. 78–87.
- Bieniawski, Z. T. og Bernede, M. J. (1979). Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials, *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* **16**(2): s. 137–140.



- 
- Bjørlykke, A. (2020). *Løkken gruve*. Tilgjengelig fra: [https://www.snl.no/L%C3%B8kken\\_gruve](https://www.snl.no/L%C3%B8kken_gruve) (Hentet: 02. mai 2021).
- Broch, E. (1979). Changes in rock strength caused by water, *Proceedings of the 4th International Congress on Rock Mechanics*, International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering, s. 71–75.
- Cai, M., Kaiser, P. K., Tasaka, Y. og Minami, M. (2007). Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the gsi system, *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci.* **44**(2): s. 247–265.
- Carstens, H. (2019). Rogfast: Uforutsigbar geometri, *GEO - Energi og ressurser* **22**(2): s. 62–63.
- Cesano, D. (2001). *Water leakage into Underground Construction in Fractured Rocks: Geological and Hydrogeological Information as a Basis for Prediction.*, Doktorgradavhandling (PhD), Kungliga Tekniska Högskolan.
- Cooper, A., Brits, A., Mbongonya, A., Fredericks, F. og Hudson, T. (2017). Geotechnical input into shaft sinking on the Platreef Project, *ISRM AfriRock 2017 - Rock Mechanics for Africa*, International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering, s. 1067–1080.
- Dammyr, Ø. B., Farsund, T. Ø., Martinelli, E. og Været, L. (2018). *Ingeniørgeologisk rapport for Kvitsøytunnelen og Boknafjordtunnelen midt. Konkurransgrunnlag Enterprise E02 (NO-60-GEO)*, Norconsult AS, Sandvika.
- Dammyr, Ø. B., Farsund, T. Ø., Martinelli, E., Været, L., Holter, M. og Krogstad, M. H. (2020). *Ingeniørgeologisk rapport for Kvitsøytunnelen og Boknafjordtunnelen midt. Konkurransgrunnlag Enterprise E15 og E02 (NO-60-GEO)*, Norconsult AS, Sandvika.
- Eurocode Applied (2019). *Table of concrete design properties*. Tilgjengelig fra: <https://www.eurocodeapplied.com/design/en1992/concrete-design-properties> (Hentet: 21. juli 2019).
- Gjerde, A. (2002). *Analyse av ingeniørgeologiske forhold for Rogfast-tunnelen*, Prosjektoppgave, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Grimstad, E. (2010). *Rogfast - Geologisk samlerapport*, Norges Geotekniske Institutt, Oslo.
- Grøneng, G. og Nilsen, B. (2009). *Procedure for determining input parameters for Barton-Bandis joint shear strength formulation*, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Institutt for geologi og bergteknikk, Trondheim.
- Hartman, H. L. (1987). *Introductory Mining Engineering*, John Wiley & Sons, New York.
- Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses, *ISRM News Journal* **2**(2): s. 4–16.
- Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering*, 2007 utg., Evert Hoek Consulting Engineer Inc., North Vancouver.
- Hoek, E. og Bray, J. (1981). *Rock Slope Engineering*, revidert 3. utg., SPON Press Taylor & Francis Group.

- 
- Hoek, E. og Brown, E. (1997). Practical estimates of rock mass strength, *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci.* **34**(8): s. 1165–1186.
- Hoek, E. og Brown, E. (2019). The hoek-brown failure criterion and gsi - 2018 edition, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* **11**(3): s. 445–463.
- Hoek, E. og Diederichs, M. S. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus, *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci.* **43**(2): s. 203–215.
- Hoek, E., Kaiser, P. K. og Bawden, W. F. (1995). *Support of Underground Excavations in Hard Rock*, A. A. Balkema, Rotterdam.
- Hoek, E. og Marinos, P. G. (2000). Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses, *Tunnels and Tunneling International* **132**(11): s. 45–51.
- Holmøy, K. H., Grøv, E., Lienhard, E. og Nghia, T. (2012). Geologisk rapport for E39 Rogfast, *Rapport nr. SBF 2011 A0080*, SINTEF Byggforsk, Trondheim.
- ISRM (1978). Suggested methods for determining hardness and abrasiveness of rocks, *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* **15**(1): s. 89–97.
- IvanhoeMines (2020). *Platreef successfully completes sinking of Shaft 1 to its final depth of approximately 1,000 metres below surface.* Tilgjengelig fra: <https://www.ivanhoemines.com/news/2020/platreef-successfully-completes-sinking-of-shaft-1-to-its-final-depth-of-approximately-1-000-metres-below-surface/> (Hentet: 03. mai 2021).
- Kartverket (2019). *Norgeskart, flyfoto.* Tilgjengelig fra: <https://norgeskart.no/> (Hentet: 07. juni 2019).
- Kompen, R. (2009). Betong Regelverk, standarder og Prosesskode-2 prosess 84, *Teknologirapport nr. 2555*, Statens vegvesen, Oslo.
- Larsen, T. og Hagen, S. A. (2016). Hydraulisk splitting ved Kvitsøy og Tungenes, *Rapport nr. SBF2016F0468*, SINTEF Byggforsk, Trondheim.
- Logn, Ø. (1964). Temperaturer i dype borhull i Fosdalens gruver, *Norsk Geologisk Tidsskrift* **44**(2): s. 235–242.
- Marinos, P. G., Marinos, V. og Hoek, E. (2007). The Geological Strength Index (GSI): A Characterization Tool for Assessing Engineering Properties for Rock Masses, i Romana, M., Peruchó, A. og Olalla, C. (red.), *Underground Works under Special Conditions*, Taylor & Francis, s. 87–94.
- Myrvang, A. (2001). *Bergmekanikk*, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Trondheim.
- Myrvang, A. M. (2020). Sjaktavsenkning ved Fosdalens Bergverks AS, i Ravlo, A. og Bollingmo, P. (red.), *Bergets beseirere*, Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, s. 87–93.
- NGI (2015). *Bruk av Q-systemet*, Norges Geotekniske Institutt, Oslo.
-

- 
- NGU (2019). *Berggrunn N50*. Tilgjengelig fra: <http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/> (Hentet: 15. april 2019).
- Nilsen, B. (2016). *Ingeniørgeologi - Berg grunnkurskompendium*, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Trondheim.
- Nilsen, B. og Palmström, A. (2000). *Engineering geology and rock engineering*, Norsk Bergmekanikkgruppe, Oslo.
- Palmström, A. (1995). *RMi - a rock mass characterization system for rock engineering purposes*, Doktorgradavhandling (PhD), Universitetet i Oslo.
- Palmström, A. og Stille, H. (2015). *Rock Engineering*, 2. utg., ICE Publishing, London.
- Pedersen, K. B., Kompen, R. og Kveen, A. (2010). Arbeider foran stuff og stabilitetssikring i vegg-tunneler, *Teknologirapport nr. 2538*, Statens vegvesen, Oslo.
- Ragnhildstveit, J., Naterstad, J., Jorde, K. og Egeland, B. (1998). *Geologisk kart over Norge; Berggrunnskart Haugesund - M 1:250000*. Norges geologiske undersøkelse (NGU), Trondheim.
- Riste, Ø. (2019). En skikkelig utfordring, *GEO - Energi og ressurser* **22**(3): s. 60–61.
- Rocscience (2019). *RS2*. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/software/rs2> (Hentet: 20. juli 2019).
- Rui, I. J. (2019). *Fosdalen jernmalmgruver*. Tilgjengelig fra: [https://www.snl.no/Fosdalen\\_jernmalmgruver](https://www.snl.no/Fosdalen_jernmalmgruver) (Hentet: 02. mai 2021).
- Russo, G., Kalamaras, G. S. og Grasso, P. (1998). A discussion on the concepts of geomechanical classes behavior categories and technical classes for an underground project, *Gallerie e Grandi Opere Sotterranee* (nr. 54): s. 40–51.
- Rønning, J. S., Dalsegg, E., Dehls, J. F., Haase, C., Nordgulen, Ø., Olesen, O., Saintot, A. og Solli, A. (2006). Geological and geophysical investigations for the ROGFAST project, *Rapport nr. 2006.076*, Norges geologiske undersøkelse (NGU), Trondheim.
- Saintot, A. og Solli, A. (2011). Geological investigations by drill core logging for the Rogfast tunnel project, *Rapport nr. 2011.034*, Norges geologiske undersøkelse (NGU), Trondheim.
- Sandvik, P. (1965). Orkla Industrier Foredrag på berging.møte på Løkken 1965, *Bergvesenet rapport nr. BV 191*, Bergvesenet, Trondheim.
- Scheldt, T. (2002). *Comparison of Continuous and Discontinuous Modelling for Computational Rock Mechanics*, Doktorgradavhandling (PhD), Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Slobodinski, R. Ø. (2016). *E39 Rogfast, Kjernelogging. Presentasjon av loggdata (217990-RIGberg-RAP-001)*, Multiconsult ASA, Stavanger.
- Solli, A. og Nordgulen, Ø. (2014). Geological investigations for the ROGFAST project area between Kvitsøy and Bokn, *Rapport nr. 2014.054*, Norges geologiske undersøkelse (NGU), Trondheim.

- 
- Statens vegvesen (2020). *Håndbok N500 Vegtunneler*, Statens vegvesen: Vegdirektoratet, Oslo.
- Statens vegvesen (2021a). *E39 Rogfast - Bakgrunn, fakta, illustrasjoner*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/Europaveg/e39rogfast> (Hentet: 11. mai 2021).
- Statens vegvesen (2021b). *Presentasjoner fra informasjonsmøte 6. januar 2021*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/Europaveg/e39rogfast/Presentasjoner> (Hentet: 11. mai 2021).
- Thorsnes, T. (1987). Strukturgeologisk undersøkelse i Malm, Verran komm., Nord-Trøndelag, *Rapport nr. 87.070*, Norges geologiske undersøkelse (NGU), Trondheim.
- Trihn, N. Q. og Holmøy, K. H. (2012). Numerical modeling in rock engineering: What it can do, advantages and disadvantages, and software limitations, *Fjellsprengningsdagen - Bergmekanikkdagen - Geoteknikkdagen 2012*, Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund.
- Vik Ørsta (2019). *CT-Bolt® M20*. Tilgjengelig fra: <https://www.vikorsta.no/globalassets/vikorsta/berg/produktark/ct-bolt-m20.pdf> (Hentet: 21. juli 2019).



# Vedlegg

Vedlegg **A**

## Geologisk oversiktstegning, Boknafjordtunnelen

Vedlegget viser en geologisk oversiktstegning med lengdeprofil for Boknafjordtunnelen i målestokk 1:35000. Tegningsnummer: 02-V01-001. Tegningen er utarbeidet av Norconsult AS den 19/09/2018 for Statens vegvesen region vest.





Vedlegg

**B**

## Plan- og profiltegning hovedtunnel, Kvitsøy

Vedlegget viser en ingeniørgeologisk oversiktstegning med lengdeprofil for Boknafjordtunnelen og deler av Kvitsøytunnelen, pel 12750 til 16500. Tegningsnummer: 02-V01-101. Tegningen er utarbeidet av Norconsult AS den 30/06/2017 for Statens vegvesen region vest. Vedlagt under Vedlegg 1 i Dammyr et al. (2018).



# Vedlegg **C**

## Plan- og profiltegning rundkjøring, Kvitsøy

Vedlegget viser en ingeniørgeologisk oversiktstegning med lengdeprofil for Kvitsøytunnelen, pel 0 til 3824. Tegningsnummer: 15-V01-200. Tegningen er utarbeidet av Norconsult AS den 03/04/2020 for Statens vegvesen region vest. Vedlagt under Vedlegg 1 i Dammyr et al. (2020).





## Vanntapsmåling - Lugeon - BH-03-2016

Vedlegget viser en rapport over vanntapsmålinger gjort i borehull BH-03-2016, utført av Geo Drilling AS i mai 2016. Vanntapet er gitt ved Lugeon-verdi. Vedlagt under Vedlegg 9 i Slobodinski (2016).



Lokalitet: Kvitsøy, Rogfast III	Dato: Mai	Forsøkstype: <input checked="" type="checkbox"/> enkelt pakker under boring
Borehull nr: BH - 03 - 2016	Helning: Lodd	<input type="checkbox"/> enkelt pakker etter boring
Grunnvannstand under terreng: m	Retning:	<input type="checkbox"/> doble pakkere

DATO	MÅLESEKSJON			TRYKK	VANNMENGDE		TID	VANNTAP PR MIN	VANNTAP Mpa	VED 0,98 (10kp/cm2)	KOMMENTARER
	Fra	Til	Lengde		MÅLT	KORR. FOR 0,98 MPa (10 kp/cm2)					
	m	m	m	98 KpA (KP/CM2)	l	l	min	l/min	l/min	l/min/m	
1	2	3	4 = 3-2	5	6	7 = 6/5 x 10	8	9 = 6/8	10 = 7/8	11 = 10/4	
06.05.2016	149,6	155,6	6	10	0	0	5	0	0	0	Ikke målbar lekkasje
	155,6	161,6	6	10	0	0	5	0	0	0	
	161,6	167,6	6	10	4	4	5	0,8	0,8	0,13333333	
	167,6	173,6	6	10	0	0	5	0	0	0	
	173,6	179,6	6	10	0	0	5	0	0	0	
	179,6	185,6	6	10	0	0	5	0	0	0	
	185,6	191,6	6	10	0	0	5	0	0	0	
	191,6	197,6	6	10	0	0	5	0	0	0	
	197,6	203,6	6	10	0	0	5	0	0	0	
	203,6	209,6	6	10	0	0	5	0	0	0	
	209,6	215,6	6	10	0	0	5	0	0	0	
	215,6	221,6	6	10	0	0	5	0	0	0	
	221,3	227,3	6	10	0	0	5	0	0	0	
	227	233,5	6,5	10	0	0	5	0	0	0	
	233,6	239,6	6	10	0	0	5	0	0	0	
	239,6	245,6	6	10	0	0	5	0	0	0	
	245,6	251,6	6	10	7	7	5	1,4	1,4	0,23333333	
	251,6	257,6	6	10	0	0	5	0	0	0	
	257,6	263,6	6	10	0	0	5	0	0	0	
	263	269	6	10	0	0	5	0	0	0	

Lokalitet: Kvitsøy, Rogfast III	Dato: Mai	Forsøkstype: <input checked="" type="checkbox"/> enkelt pakker under boring
Borehull nr: BH - 03 - 2016	Helning: Lodd	<input type="checkbox"/> enkelt pakker etter boring
Grunnvannstand under terreng: 0 m	Retning: 0	<input type="checkbox"/> doble pakkere

DATO	MÅLESEKSJON			TRYKK	VANNMENGDE		TID	VANNTAP PR MIN	VANNTAP Mpa	VED 0,98 (10kp/cm2)	KOMMENTARER
	Fra	Til	Lengde		MÅLT	KORR. FOR 0,98 MPa (10 kp/cm2)					
	m	m	m	98 KpA (KP/CM2)	l	l	min	l/min	l/min	l/min/m	
1	2	3	4 = 3-2	5	6	7 = 6/5 x 10	8	9 = 6/8	10 = 7/8	11 = 10/4	
14.05.2016	268,9	274,9	6	10	0	0	5	0	0	0	
	273,6	279,6	6	10	0	0	5	0	0	0	
	278,6	284,6	6	10	0	0	5	0	0	0	
	284,6	290,6	6	10	0	0	5	0	0	0	
	290,6	296,6	6	10	0	0	5	0	0	0	

Vedlegg

**E**

## Vanntapsmåling - Lugeon - BH-04-2016

Vedlegget viser en rapport over vanntapsmålinger gjort i borehull BH-04-2016, utført av Geo Drilling AS i april 2016. Vanntapet er gitt ved Lugeon-verdi. Vedlagt under Vedlegg 12 i Slobodinski (2016).



## RAPPORT - VANNTAPSMÅLING - Lugeon

Side **1** av **2** sider

Lokalitet: Kvitsøy, Rogfast III	Dato: April	Forsøkstype: <input checked="" type="checkbox"/> enkelt pakker under boring
Borehull nr: BH - 04 - 2016	Helning: Lodd	<input type="checkbox"/> enkelt pakker etter boring
Grunnvannstand under terreng: m	Retning:	<input type="checkbox"/> doble pakkere

DATO	MÅLESEKSJON			TRYKK 98 KpA (KP/CM2)	VANNMENGDE		TID min	VANNTAP PR MIN l/min	VANNTAP Mpa (10kp/cm2)		KOMMENTARER
	Fra	Til	Lengde		MÅLT	KORR. FOR 0,98 MPa (10 kp/cm2)			Pr. Seksjon	Pr. "lugeon"	
	m	m	m		l	l			l/min	l/min/m	
1	2	3	4 = 3-2	5	6	7 = 6/5 x 10	8	9 = 6/8	10 = 7/8	11 = 10/4	
20.04.2016	149,4	155,4	6	10	0	0	5	0	0	0	
	155,4	161,4	6	10	0	0	5	0	0	0	
	161,4	167,4	6	10	0	0	5	0	0	0	
	167,4	173,4	6	10	0	0	5	0	0	0	
	173,4	179,4	6	10	0	0	5	0	0	0	
	179,4	185,4	6	10	0	0	5	0	0	0	
	185,4	191,4	6	10	0	0	5	0	0	0	
	191,4	197,4	6	10	0	0	5	0	0	0	
	197,4	203,4	6	10	0	0	5	0	0	0	
	203,4	209,4	6	10	0	0	5	0	0	0	
	209,4	215,4	6	10	0	0	5	0	0	0	
	215,4	221,4	6	10	0	0	5	0	0	0	
	221,4	227,4	6	10	0	0	5	0	0	0	
	226,7	232,7	6	10	0	0	5	0	0	0	
	230,4	236,4	6	10	0	0	5	0	0	0	
	236,1	242,1	6	10	0	0	5	0	0	0	
	242	248	6	10	0	0	5	0	0	0	
	248	254	6	10	0	0	5	0	0	0	
	254	260	6	10	0	0	5	0	0	0	



## RAPPORT - VANNTAPSMÅLING - Lugeon

Side **2** av **2** sider

Lokalitet: Kvitsøy, Rogfast III	Dato: April	Forsøkstype: <input checked="" type="checkbox"/> enkelt pakker under boring
Borehull nr: BH - 04 - 2016	Helning: Lodd	<input type="checkbox"/> enkelt pakker etter boring
Grunnvannstand under terreng: 0 m	Retning: 0	<input type="checkbox"/> doble pakkere

DATO	MÅLESEKSJON			TRYKK 98 KpA (KP/CM2)	VANNMENGDE		TID min	VANNTAP PR MIN l/min	VANNTAP Mpa (10kp/cm2)		KOMMENTARER
	Fra	Til	Lengde		MÅLT	KORR. FOR 0,98 MPa (10 kp/cm2)			Pr. Seksjon	Pr. "lugeon"	
	m	m	m		l	l			l/min	l/min/m	
1	2	3	4 = 3-2	5	6	7 = 6/5 x 10	8	9 = 6/8	10 = 7/8	11 = 10/4	
25.04.2016	259,7	266,2	6,5	10	0	0	5	0	0	0	Ikke målbar lekkasje
	265,8	272,3	6,5	10	0	0	5	0	0	0	
	272,4	278,9	6,5	10	0	0	5	0	0	0	
	278,3	284,3	6	10	0	0	5	0	0	0	
	284,3	290,3	6	10	0	0	5	0	0	0	



## Tabeller for estimering av parameterverdier til Q-systemet

Vedlegget viser samtlige tabeller som benyttes for å estimere de seks parameterverdiene som inngår i Q-systemet. Tabellene er utviklet av NGI og gjengitt i Pedersen et al. (2010).

# A Parameterverdier for Q-systemet

1	Oppsprekkingstall (Rock Quality Designation)	pr. m <sup>3</sup>	RQD
A	Meget sterkt oppsprukket	>27	0-25
B	Sterkt oppsprukket	20-27	25-50
C	Moderat oppsprukket	13-19	50-75
D	Lite oppsprukket	8-12	75-90
E	Meget lite oppsprukket	0-7	90-100

Anm.: i) Når RQD er ≤ 10 (inkludert 0), blir verdien 10 brukt ved utregning av Q-verdi  
ii) RQD-intervaller på 5, dvs. 100, 95, 90 osv er tilstrekkelig nøyaktig

2	Tall for sprekkesett	J <sub>n</sub>
A	Massivt, ingen eller få sprekker	0,5-1,0
B	Ett sprekkesett	2
C	Ett sprekkesett + sporadiske sprekker	3
D	To sprekkesett	4
E	To sprekkesett + sporadiske sprekker	6
F	Tre sprekkesett	9
G	Tre sprekkesett + sporadiske sprekker	12
H	Fire eller flere sprekkesett, meget sterkt oppsprukket, sukkerbitberg osv	15
E	Oppknust berg, jordaktig	20

Anm.: i) Ved tunnelkryss brukes (3 x J<sub>n</sub>)  
ii) I portaler brukes (2 x J<sub>n</sub>)

3	Sprekkeruhetstall	J <sub>r</sub>
a) Bergkontakt, og b) bergkontakt før 10 cm skjærdeformasjon		
A	Diskontinuerlig, hakket (ru eller glatte)	4
B	Ru, bølgete	3
C	Glatte, bølgete	2
D	Glidespeil, bølgete	1,5
E	Ru, plane	1,5
F	Glatte, plane	1
G	Glidespeil, plane	0,5

Anm.: Første del av beskrivelsen (Ru, glatt etc.) gjelder ruhet/glatthet Andre del gjelder ujevnheter i størrelsesorden dm, m.

c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon		
H	Sprekkfylling med leir, silt, sand, grus eller knust berg tykk nok til å hindre bergkontakt	1

Anm.: i) Når sprekkeavstanden i det aktuelle sprekkesettet er mer enn 3 m adderes 1 til ruhetstallet  
ii) J<sub>r</sub>=0,5 brukes for plane sprekker med glidespeil og lineasjon der lineasjon er orientert langs sannsynlig bevegelsesretning

4	Tall for sprekkefylling	Φ <sub>r</sub> (ca)	J <sub>a</sub>
a) Bergkontakt			
A	Sammenvokste sprekker med harde mineraler som kvarts, feltspat, epidot		0,75
B	Uomvandede sprekkeflater, bare overflateoksidasjon	25-35°	1
C	Svakt omvandede sprekkeflater. Uoppbløtlig mineralbelegg, sandpartikler, oppknust berg, uten leir.	25-30°	2
D	Siltig eller sandig sprekkebelegg, litt leir (ikke svelleleire)	20-25°	3
E	Oppbløtlig leirbelegg med lav friksjon f.eks kaolinit eller glimmer. Også kloritt, talk, gips, grafitt o.a. Kun små mengder svelleleire.	8-16°	4

b) Bergkontakt før 10 cm skjærdeformasjon (tynn mineralfylling)			
F	Sandige partikler, oppknust berg, ikke leir	25-30°	4
G	Sterkt overkonsolidert (hardpakket), uoppbløtlig fylling av leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	16-24°	6
H	Middels eller litt overkonsolidert fylling av oppbløtlig leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	12-16°	8
J	Fylling av svelleleire (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm). Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	8-12

c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon (tykk mineralfylling)			
K	Soner og bånd av knust eller desintegert berg og leir. Sterkt overkonsolidert (hardpakket) uoppbløtlig fylling.	16-24°	6
L	Soner og bånd av knust eller desintegert berg og leir. Middels til litt overkonsolidert uoppbløtlig fylling.	12-16°	8
M	Soner og bånd av leir eller knust eller desintegert berg. Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	8-12
N	Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir, silt eller sand. Sterkt overkonsolidert (hardpakket), uoppbløtlig.	16-24°	10
O	Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Middels til litt overkonsolidert, oppbløtlig.	12-16°	13
P	Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av svelleleire.	6-12°	13-20

Ref: R. Lien og F. Løseth

5	Sprekkevannsfaktor	J <sub>w</sub>
A	Tørre bergrom, fukt eller spredte drypp	1
B	Dryppregn, Stedvis utvasking av sprekkefylling.	0,66
C	Stor innlekkasje eller høyt trykk i berg med sprekker uten fylling	0,5
D	Stor innlekkasje eller høyt trykk. Utvasking av sprekkefylling.	0,33
E	Meget stor innlekkasje eller vanntrykk ved utsprenning, avtagende med tiden.	0,2-0,1
F	Meget stor innlekkasje eller vanntrykk. Ikke avtagende med tiden. Ofte utvasking av knust bergmasse	0,1-0,05

Anm.: i) Faktorene C til F er antatte. J<sub>w</sub>-verdien økes når dreneringstiltak blir utført  
ii) Spesielle stabilitetsproblemer ved isdannelse er ikke vurdert

6	Spenningsfaktor	SRF
a) Svakhetssoner som skjærer tunnelen og som kan medføre nedfall		
A	Hypig oppreden av svakhetssoner som inneholder leir eller kjemisk omvandlet berg. Avspent sideberg. Alle dybder.	10
B	Hypig oppreden av svakhetssoner i kompetente (stive) bergarter (uten leir). Avspent sideberg. Alle dybder.	7,5
C	Enkle svakhetssoner med eller uten leir eller kjemisk omvandlet berg. Anleggets dybde ≤ 50 m.	5
D	Ukonsoliderte, åpne sprekker, sterkt oppsprukket, sukkerbitberg. Alle dybder.	5
E	Enkle svakhetssoner med eller uten leir eller kjemisk omvandlet berg. Anleggets dybde > 50 m.	2,5

Anm.: i) SRF-verdiene reduseres med 25-50% når svakhetssonene bare innvirker på stabiliteten, men ikke skjærer anlegget.

b) Harde, kompetente bergarter, bergtrykksproblemer				
	σ <sub>2</sub> /σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub> /σ <sub>c</sub>	σ <sub>3</sub> /σ <sub>c</sub>	SRF
H	Lave spenninger, åpne sprekker. Utfall av blokker pga. lav spenning. Vanligvis nær overflaten.	>200	<0,01	2,5
J	Middels høye spenninger, gunstige spenningsforhold.	200-10	0,01-0,3	1
K	Høye spenninger. Vanligvis gunstige stabilitetsforhold. Kan være ugunstig for veggstabilitet.	10-5	0,3-0,4	0,5-2
L	Moderat avskalling etter mer enn 1 time i mas-sivt berg.	5-3	0,5-0,65	5-50
M	Avskalling og bergslag etter få minutter i mas-sivt berg.	3-2	0,65-1	50-200
N	Intenst bergslag og umiddelbart dynamisk deformasjonsbrudd i massivt berg.	<2	>1	200-400

Anm.: ii) I tilfeller med sterkt anisotrop, jomfruelig spenningsfelt (dersom målinger foreligger): når 5 ≤ σ<sub>1</sub> / 10 ≤ σ<sub>3</sub>, reduseres σ<sub>c</sub> til 0,75 σ<sub>c</sub>. Når σ<sub>1</sub>/σ<sub>3</sub> > 10, reduseres σ<sub>c</sub> til 0,5 σ<sub>c</sub>, hvor σ<sub>c</sub> = enaksial trykfasthet, σ<sub>1</sub> og σ<sub>3</sub> er henholdsvis største og minste hovedspenning og σ<sub>6</sub> = maksimal tangentialspenning (antatt fra elastisitetsteorien).  
iii) Når tunnelhensens dybde under fjelloverflaten er mindre enn spennvidden, økes SRF fra 2,5 til 5, uttatt ved høye horisontalspenninger (se H)

c) Tyeberg: plastisk flytning av inkompetente bergarter under påvirkning av høye spenninger			
	σ <sub>6</sub> /σ <sub>c</sub>	SRF	
O	Moderat tyeberg	1-5	
P	Intens tyeberg	>5	

Anm.: iv) Tilfeller av tyeberg kan forekomme for dybder H>350 Q<sup>1/3</sup> (Singh et al., 1992). Bergmassenes trykfasthet kan estimeres fra scm » scm/100 x 0.7xgQ<sup>1/3</sup> (MPa) hvor g = bergartens egenvekt i kN/m<sup>3</sup>, og scm = bergmassens trykfasthet.

d) Svellende berg: Kjemisk svelleaktivitet som avhenger av tilgangen på vann			
R	Moderat svelling	5-10	
S	Intens svelling	10-15	

Anm.: For J<sub>r</sub> og J<sub>a</sub> brukes verdier fra det sprekkesettet som er mest ugunstig for stabiliteten både med hensyn til orientering og skjærstyrke, τ = σ<sub>n</sub> tan<sup>φ</sup>(J<sub>r</sub>/J<sub>a</sub>). Velg sprekkesett eller diskontinuitet hvor utglidning mest sannsynlig vil skje.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$



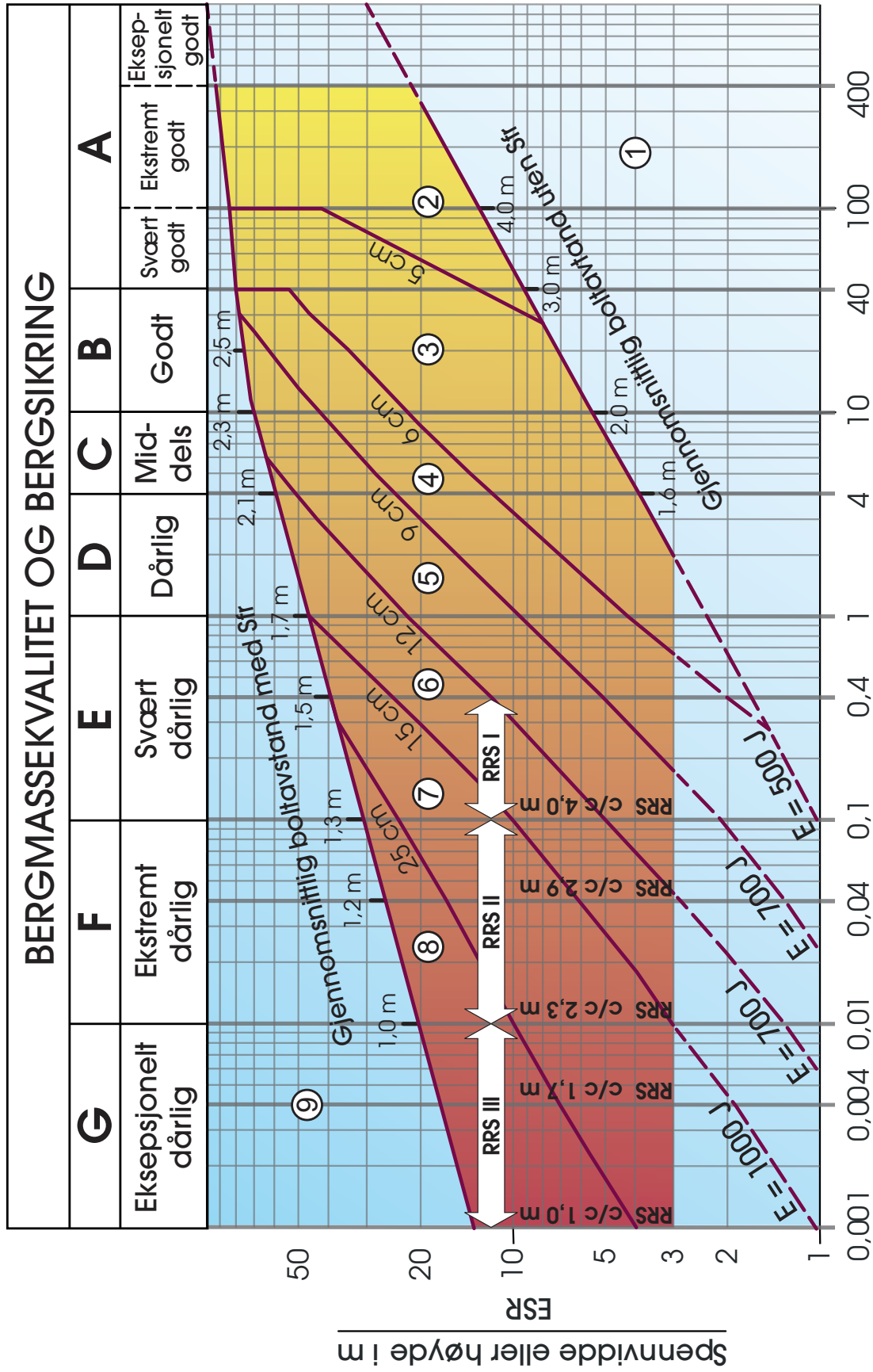
Statens vegvesen

## Bergsikringsdiagram for Q-systemet

Vedlegg viser sikringsdiagrammet som brukes i Q-systemet når dimensjoneringen av permanent sikring i en tunnel eller et bergrom skal bestemmes. Sikringsdiagrammet er basert på empiriske data fra tidligere underjordsprosjekter. ESR-verdier for forskjellige underjordsanlegg vises under (NGI, 2015). Tilhørende sikringskategorier gjengis i vedlegg H.

7 Type underjordsanlegg		ESR
A	Midlertidige gruveåpninger osv.	ca. 3-5
B	Vertikale sjakter*: i) sirkelformede seksjoner ii) rektangulær / firkantet seksjon * Avhenger av formålet. Kan være lavere enn angitte verdier.	ca. 2,5 ca. 2,0
C	Permanente gruveåpninger, vanntunneler for vannkraft (unntatt fallrør med høyt trykk), vannforsyningstunneler, pilotstunneler, drivinger og innganger til store bergrom.	1,6
D	Mindre vei- og togtunneler, trykkammer, tilkomsttunneler, kloakktunneler, osv.	1,3
E	Kraftstasjoner, lagringsrom, vannbehandlingsanlegg, større vei- og togtunneler, sivilforsvarkammer, portaler, kryssinger, osv.	1,0
F	Underjordiske atomkraftverk, togstasjoner, offentlige anlegg og sportsanlegg, fabrikker osv.	0,8
G	Svært viktige bergrom og tunneler med lang levetid, ≈ 100 år, eller uten tilgang for vedlikehold.	0,5

# BERGMASSEKVALITET OG BERGSIKRING



Boltelengde i m for ESR = 1

$$\text{Bergmassekvalitet } Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

## Sikringskategorier for Q-systemet

Vedlegget viser et veiledende sikringsomfang for tunneler og bergrom basert på Q-verdier og spennvidde/ESR (NGI, 2015).

## Sikringskategorier

- ① Usikret eller spredt bolting
- ② Spredt bolting, **SB**
- ③ Systematisk bolting, fiberforsterket sprøytebetong, 5-6 cm, **B+Sfr**
- ④ Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 6-9 cm, **Sfr (E500)+B**
- ⑤ Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 9-12 cm, **Sfr (E700)+B**
- ⑥ Fiberforsterket sprøytebetong og bolting, 12-15 cm + forsterkede ribber med sprøytebetong og bolting, **Sfr (E700)+RRS I +B**
- ⑦ Fiberforsterket sprøytebetong > 15 cm + forsterkede ribber med sprøytebetong og bolting, **Sfr (E1000)+RRS II+B**
- ⑧ Støpt betongforing, **CCA** eller **Sfr (E1000)+RRS III+B**
- ⑨ Spesiell vurdering

Boltavstand er hovedsaklig basert på Ø20 mm

E = Energiabsorpsjon i fiberforsterket sprøytebetong

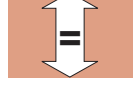
ESR = Utgravings sikringsgrad

Områder med prikkede linjer har ingen empiriske data

**RRS** - avstand relatert til Q-verdi



**Si30/6 Ø16 - Ø20 (spennvidde 10m)**  
D40/6+2 Ø16-20 (spennvidde 20m)



Si35/6 Ø16-20 (spennvidde 5m)  
**D45/6+2 Ø16-20 (spennvidde 10m)**  
D55/6+4 Ø20 (spennvidde 20m)



D40/6+4 Ø16-20 (spennvidde 5 m)  
**D55/6+4 Ø20 (spennvidde 10 m)**  
Spesiell vurdering (spennvidde 20 m)

Si30/6 = Enkelt lag med 6 armeringsjern,  
30 cm tykkelse med sprøytebetong

D = Dobbel lag med armeringsjern

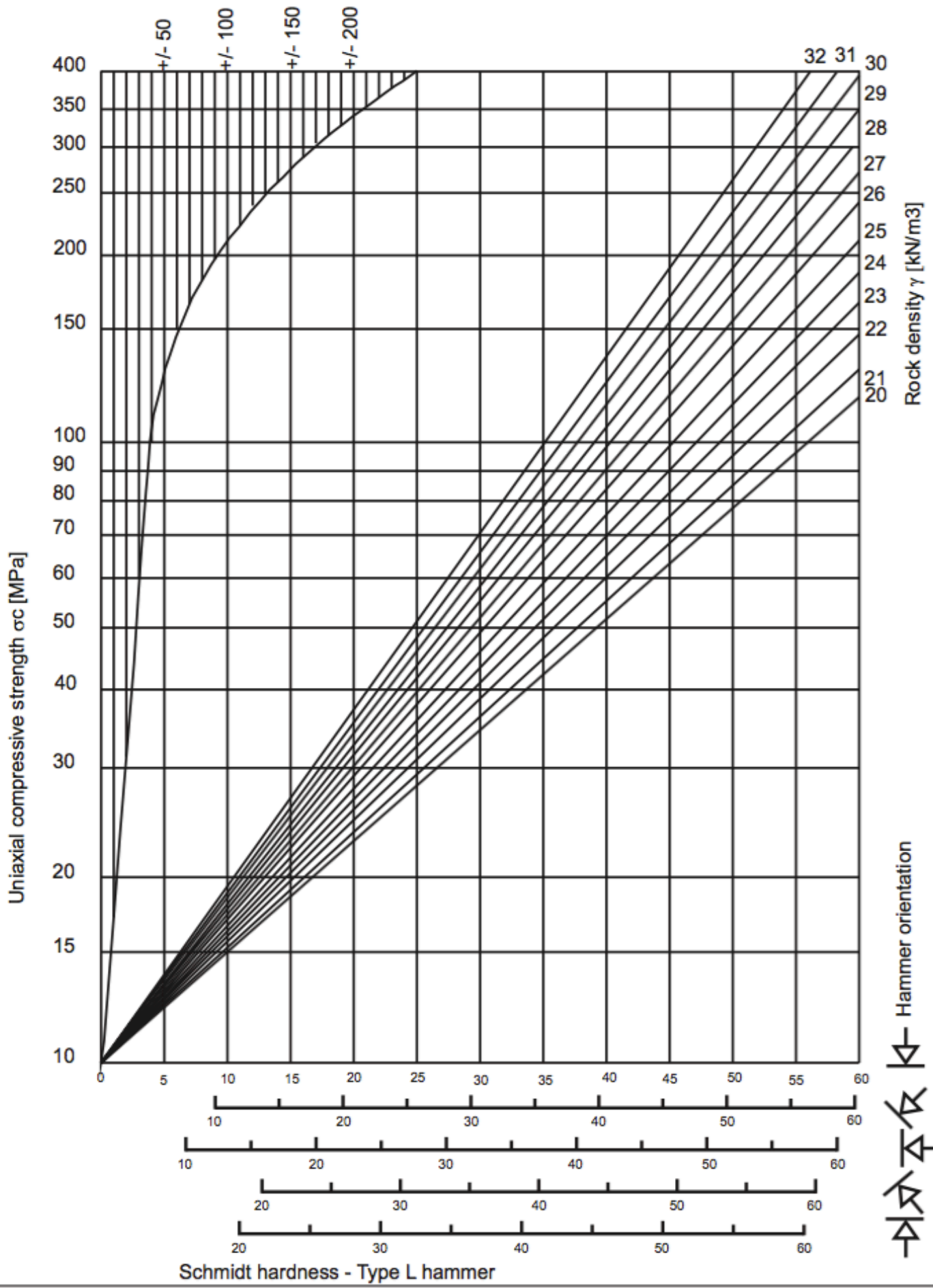
Ø16 = Armering diameter er 16 mm

c/c = RSS avstand, senter - senter

## Estimering av UCS/JCS basert på Schmidt-hardhet

Vedlegget viser et korrelasjonsdiagram som illustrerer sammenhengen mellom Schmidt-hardhet og UCS/JCS-verdien til en bergmasse. Diagrammet er hentet fra Grøneng og Nilsen (2009), og er en modifisert utgave av samme diagram fra Hoek og Bray (1981).





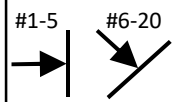

Average dispersion of strength for most rocks [MPa]





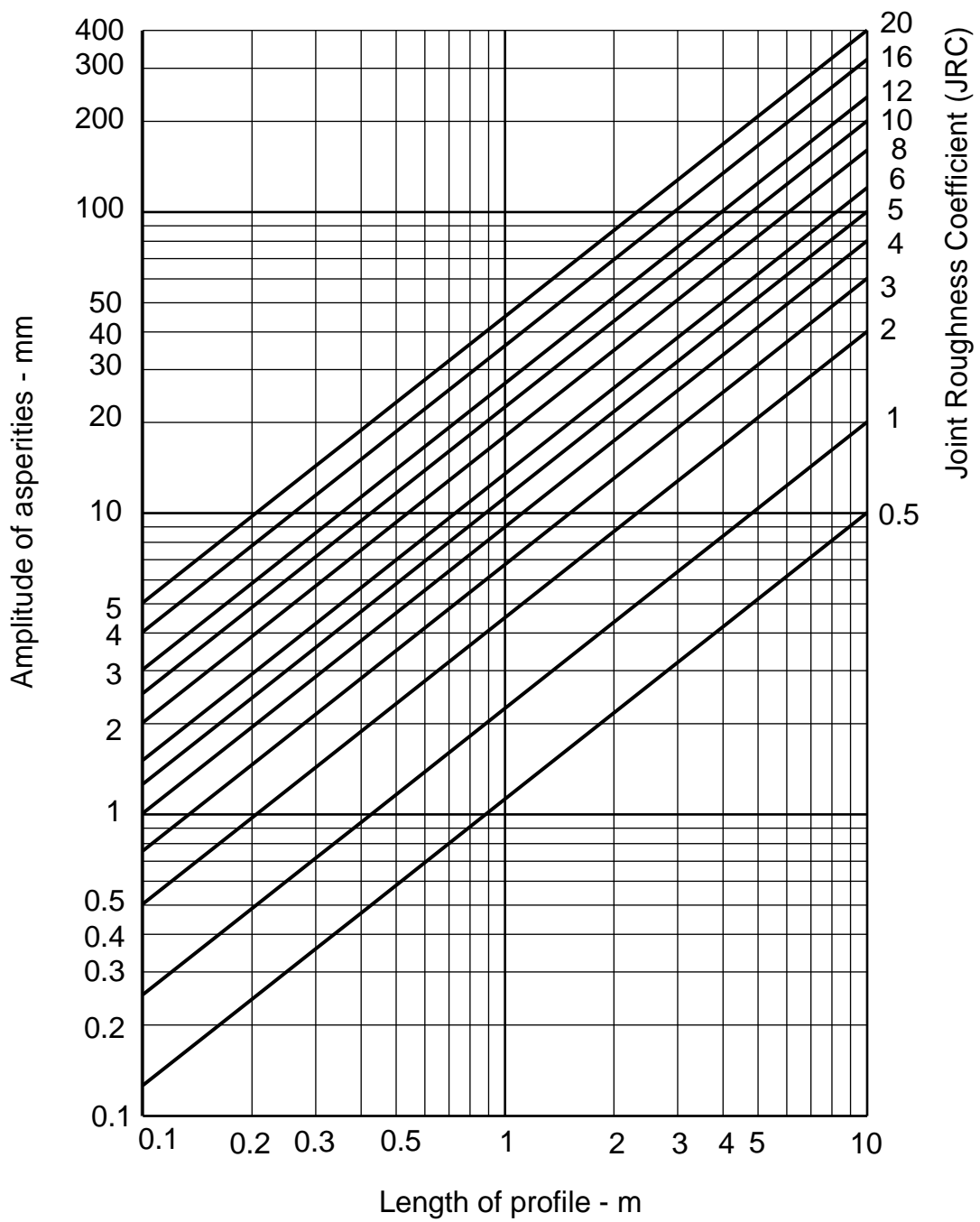
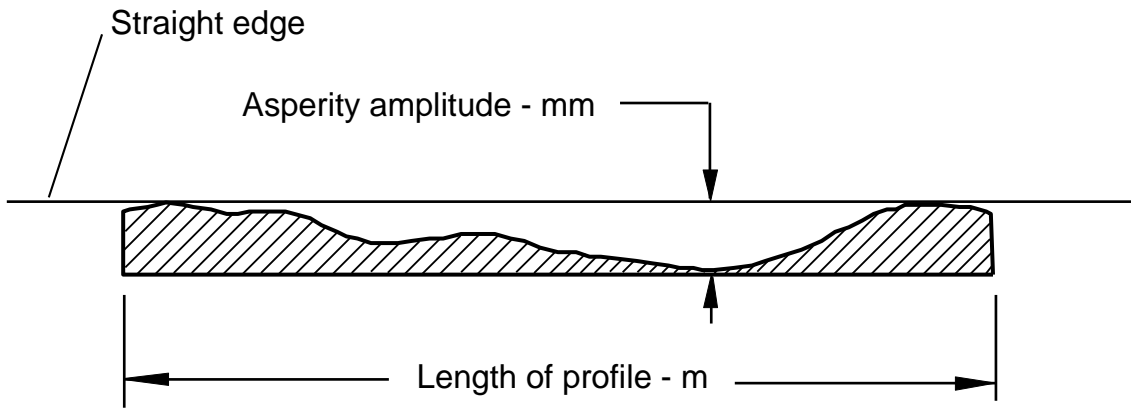
## Schmidthammer-resultater

Vedlegget viser en fullstendig oversikt over målte Schmidt-hardhetsverdier i felt, samt utregnet JCS-verdi ved hver målte lokalitet. Schmidthammerens orientering ved måltaking er også inkludert.

	Lokalitet 2		Lokalitet 5		Lokalitet 7	
Måleflate	Intakt fjell	Sprekkeflate	Intakt fjell	Sprekkeflate	Intakt fjell	Sprekkeflate
<b>Målenummer:</b>	<b>Schmidt hammer resultater, Kvitsøy 19/02/19</b>					
1	<b>48</b>	<b>50</b>	38	36	26	12
2	<b>44</b>	<b>27</b>	27	<b>45</b>	39	<b>28</b>
3	<b>46</b>	16	<b>49</b>	<b>44</b>	19	<b>30</b>
4	<b>51</b>	15	32	39	20	<b>34</b>
5	<b>39</b>	<b>34</b>	34	<b>50</b>	24	<b>37</b>
6	31	24	33	<b>51</b>	<b>46</b>	<b>33</b>
7	<b>40</b>	<b>48</b>	<b>48</b>	<b>42</b>	36	21
8	34	21	<b>45</b>	<b>41</b>	<b>45</b>	<b>30</b>
9	38	<b>34</b>	29	<b>54</b>	<b>40</b>	22
10	12	<b>29</b>	28	34	<b>44</b>	<b>34</b>
11	<b>40</b>	17	27	38	<b>45</b>	20
12	<b>51</b>	19	21	35	34	18
13	18	<b>48</b>	<b>42</b>	<b>46</b>	<b>46</b>	23
14	19	<b>39</b>	<b>41</b>	<b>56</b>	<b>43</b>	21
15	<b>46</b>	27	<b>47</b>	37	<b>44</b>	25
16	28	25	38	<b>46</b>	<b>42</b>	26
17	32	17	<b>46</b>	41	<b>41</b>	<b>42</b>
18	33	<b>39</b>	<b>42</b>	38	34	22
19	<b>48</b>	<b>32</b>	<b>47</b>	42	37	<b>26</b>
20	35	14	<b>48</b>	40	40	<b>34</b>
Snitt 10 høyeste målinger	<b>45.3</b>	<b>38</b>	<b>45.5</b>	<b>47.5</b>	<b>43.6</b>	<b>32.8</b>
Schmidt hammer orientering						
JCS [MPa]	<b>140</b>	<b>95</b>	<b>115</b>	<b>155</b>	<b>130</b>	<b>60</b>

## Diagram for estimering av JRC

Vedlegget viser et diagram som brukes til å estimere JRC ut ifra målt ruhetsamplitude langs sprekkeflatene til en bergmasse. Figuren er tegnet av Hoek (2007), og er basert på tidligere arbeid av Bandis et al. (1981) og Barton og Bandis (1982).



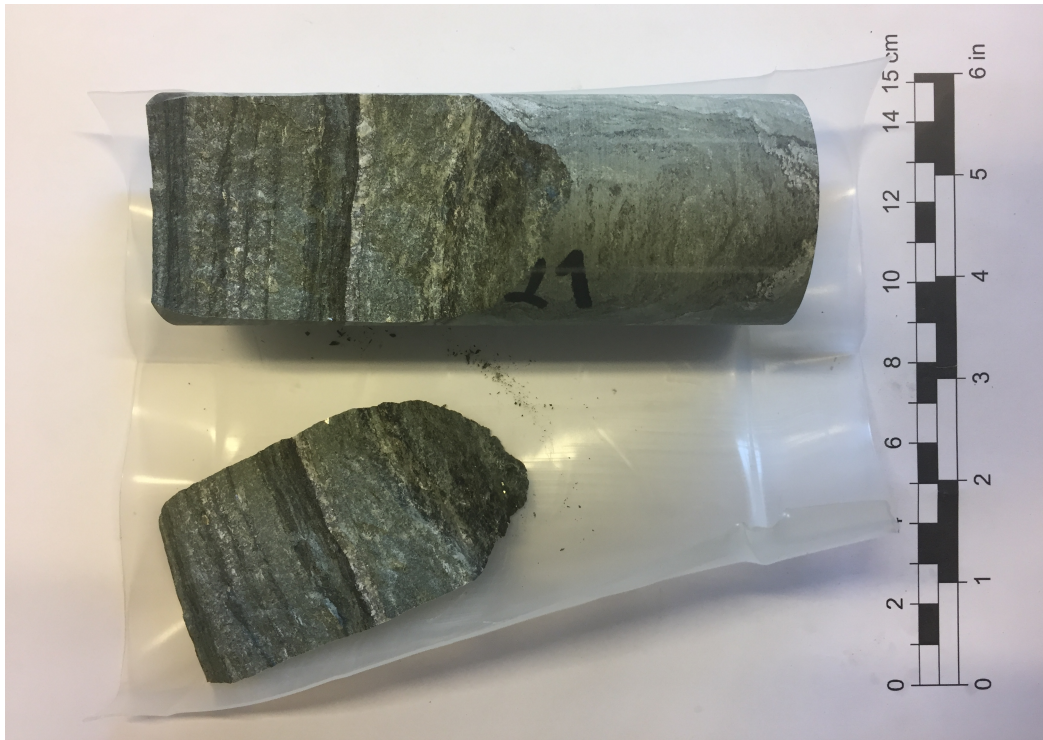
# Vedlegg **L**

## UCS-testing av kjerneprøver fra BH-03-2016 og BH-04-2016

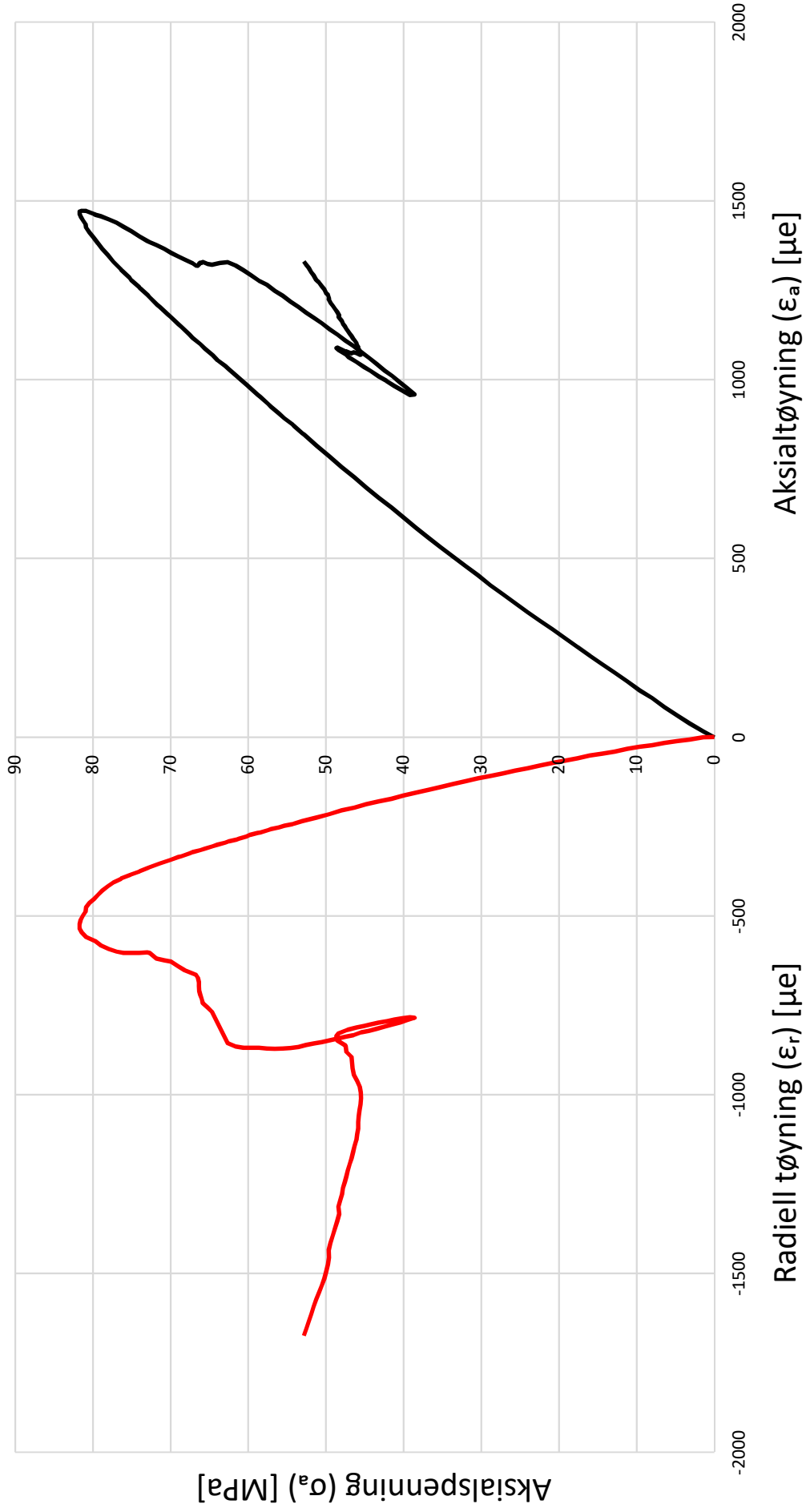
Vedlegget gjennomgår samtlige kjerneprøver fra BH-03-2016 og BH-04-2016 etter UCS-testing. Det gis en kort beskrivelse av kjerneprøvene etter brudd, med tilhørende bilder og spenning-tøyningskurver. I beskrivelsene oppgis det ofte en bruddvinkel ( $\theta$ ). Denne er gitt som vinkelen mellom lastretningen ( $\sigma_1$ ) og bruddplanet på kjerneprøven. Vedlegget burde leses sammen med delkapittel 5.3.

## BH-03-2016-1

Beskrivelse: Ett større brudd som fra toppen går vertikalt ned, og som ved midtpunktet av kjerneprøven følger et foliasjonsplan ca. 40° (ift. vertikalen) ut. Flere tensile sprekker observeres tilnærmet parallelt med lastretningen. Ingen tydelig radial ekspansjon (utbuling) av kjerneprøven.



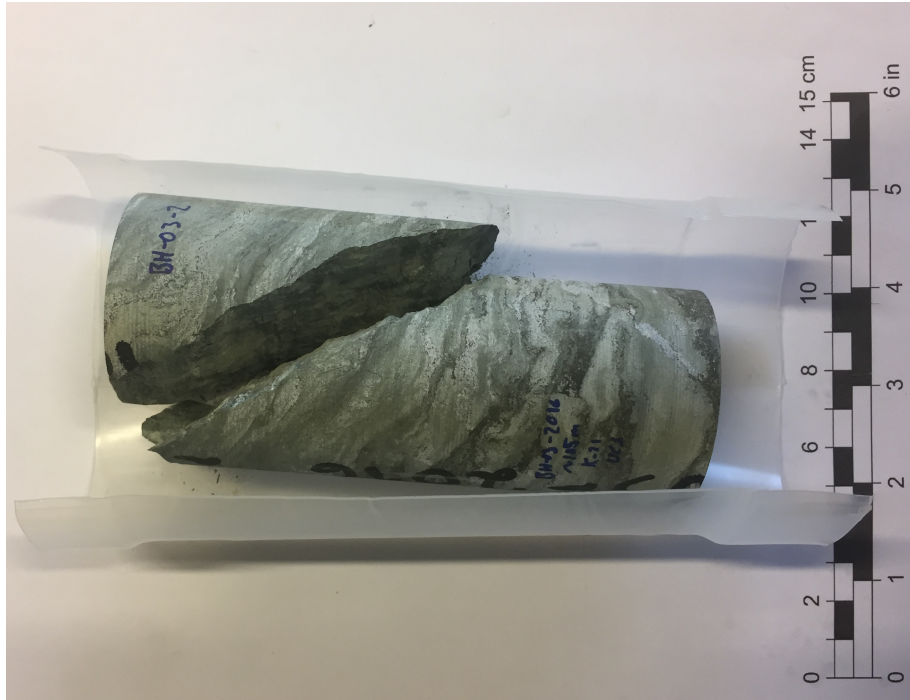
# Spenning-tøyningskurve, BH-03-2016-1





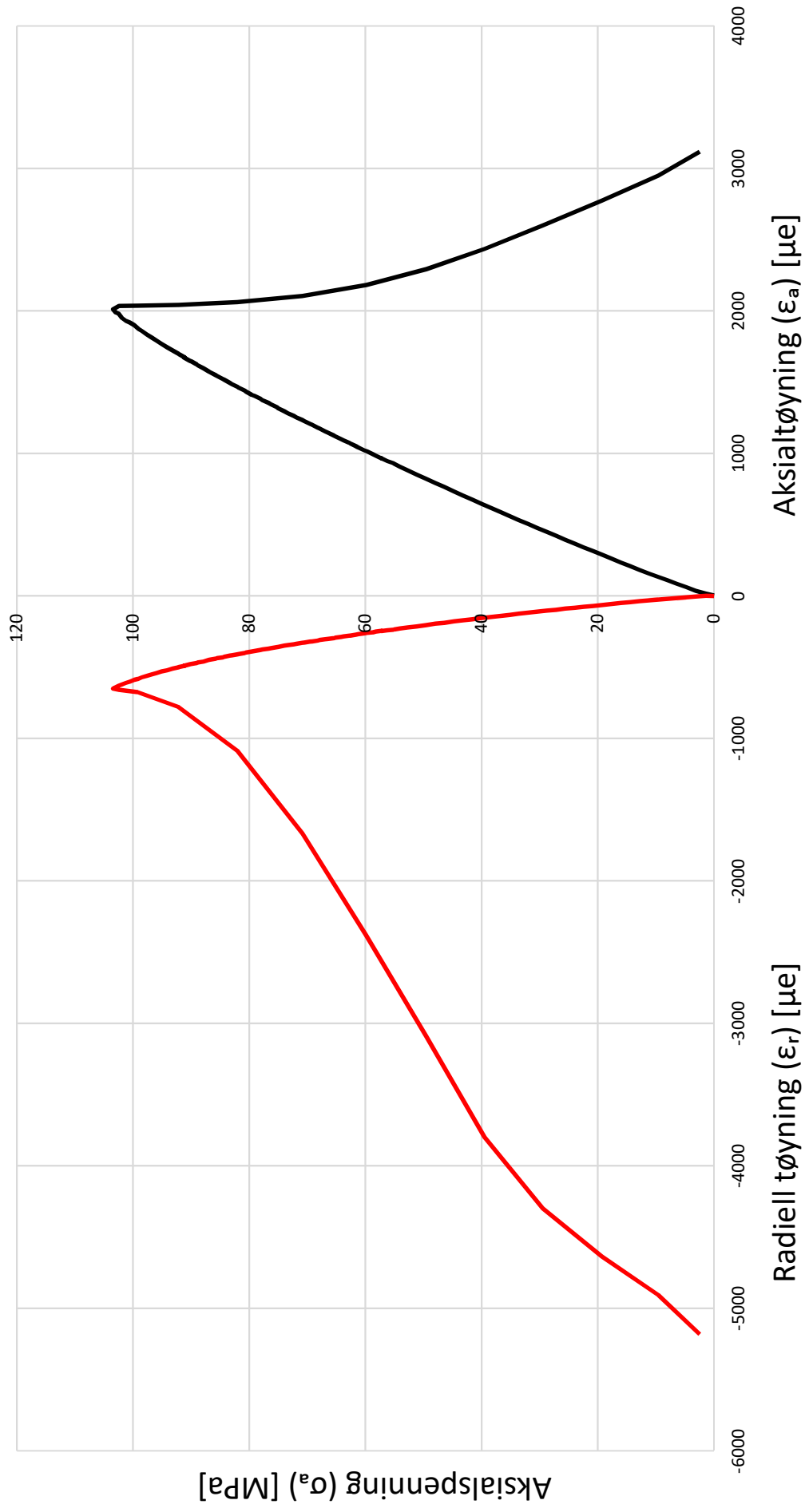
## BH-03-2016-2

Beskrivelse: Ett tydelig skjærbrudd med en bruddvinkel på ca.  $35^\circ$ . Avskalling observeres også, samt en enkel tensil sprekk som går parallelt med lastretningen. Finkornet mineralbelegg finnes langs hele bruddplanet. Ingen tydelig radiell ekspansjon av kjerneprøven observeres.



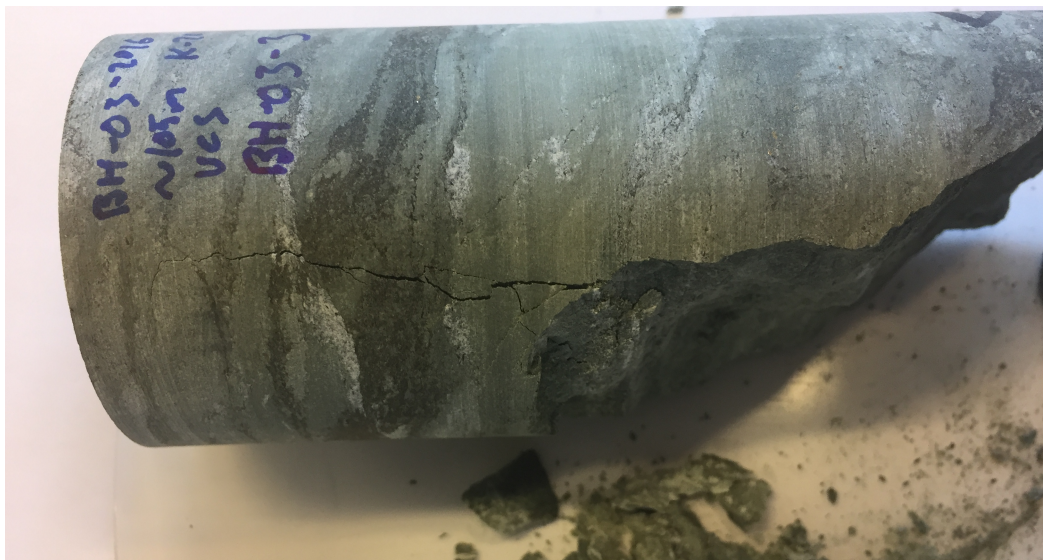


# Spenning-tøyningskurve, BH-03-2016-2

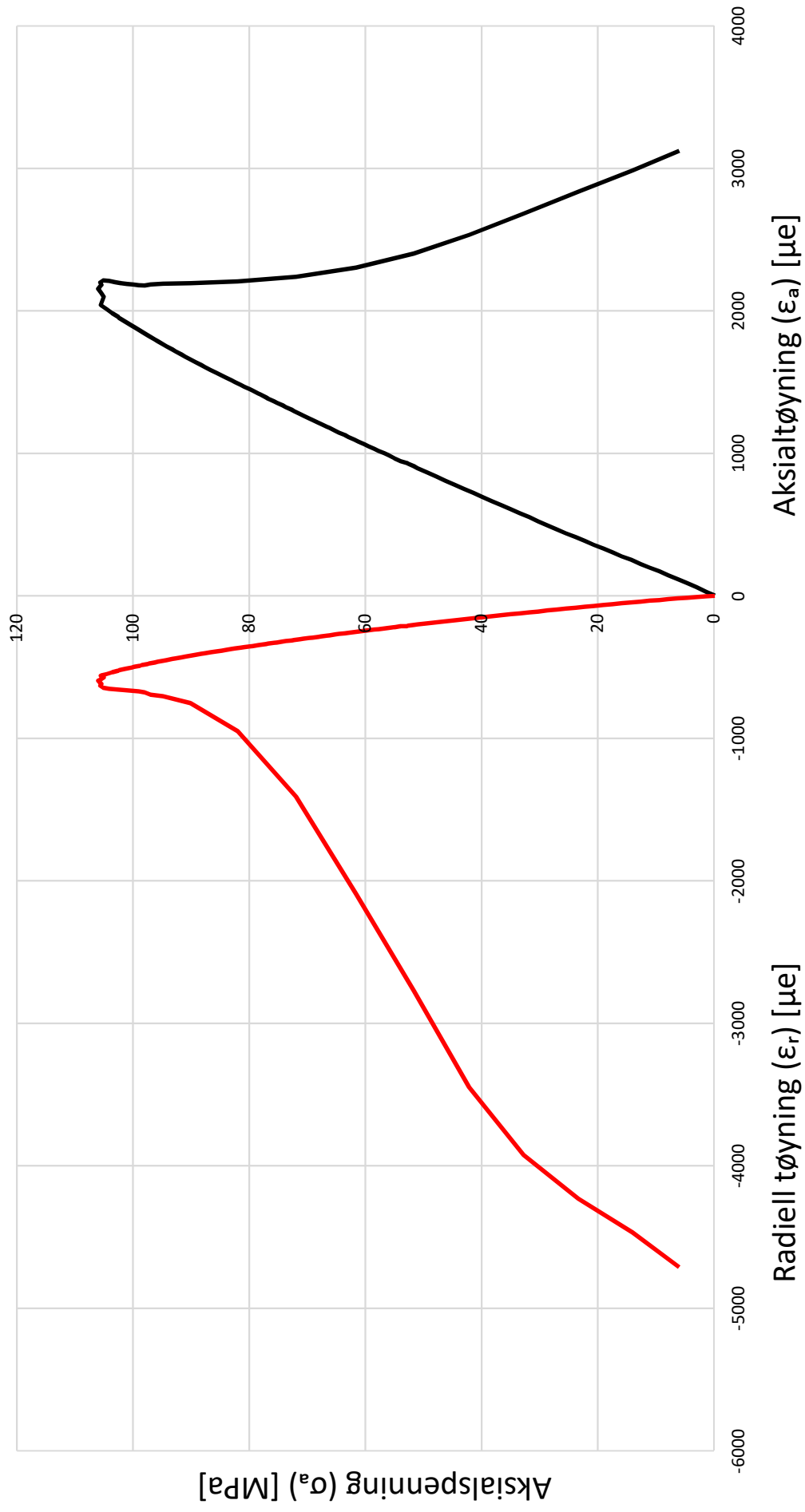


### BH-03-2016-3

Beskrivelse: Ett tydelig skjærbrudd med en bruddvinkel på ca. 30°. Skjærbruddet utvikler seg til et mer vertikalt brudd mot midten av kjerneprøven. Flere avskallinger observeres, samt langsgående tensile sprekker. Ingen tydelig radiell ekspansjon av kjerneprøven.



# Spenning-tøyningskurve, BH-03-2016-3



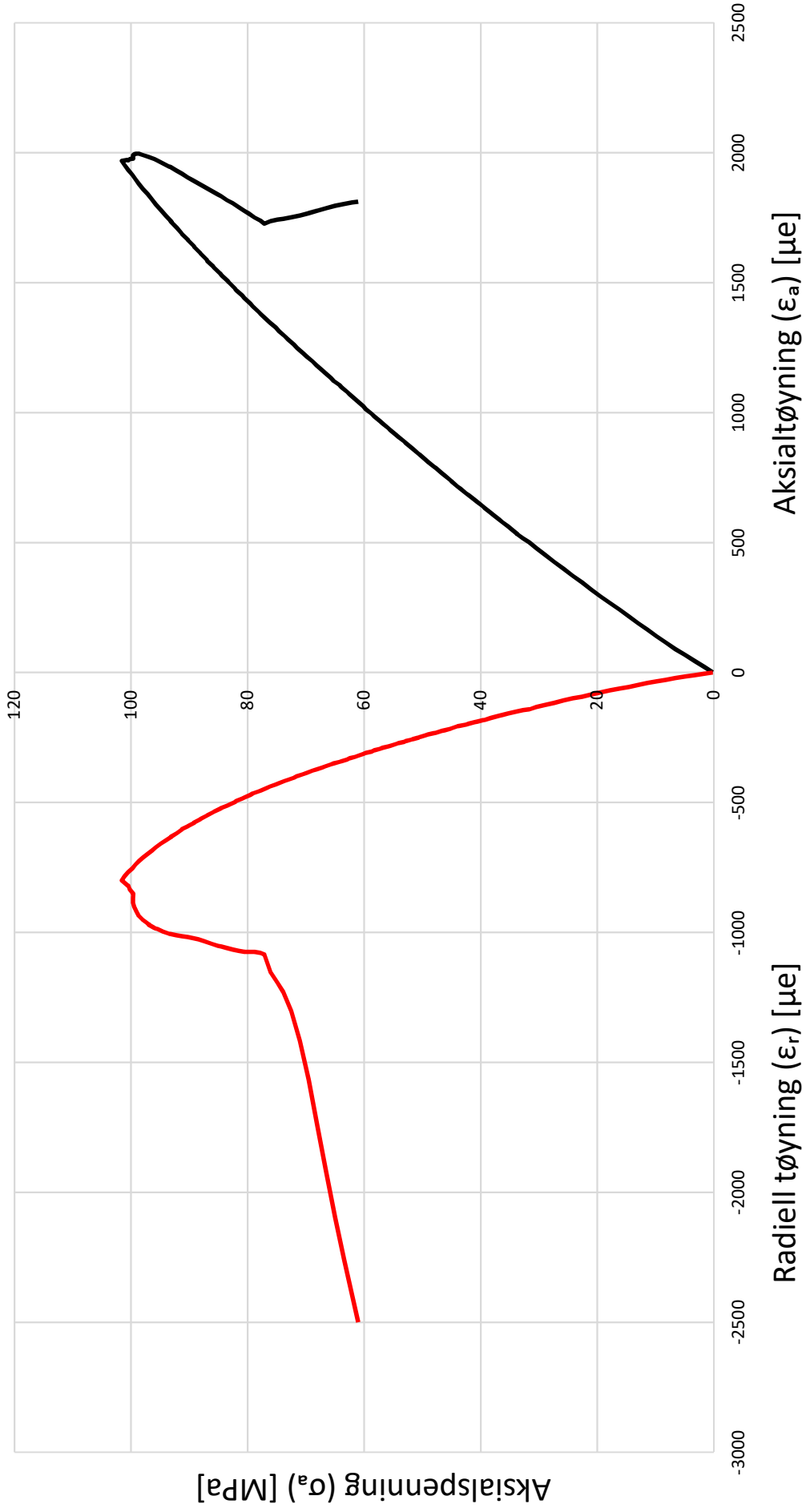


## BH-03-2016-4

Beskrivelse: Kjerneprøven preges av et større sigdformet brudd med varierende bruddvinkel (primært ca.  $28^\circ$  før bruddet utvikler seg mer vertikalt mot enden av kjerneprøven). Det observeres ingen tensile sprekker eller avskalling, og heller ingen tydelig radiell ekspansjon av kjerneprøven.

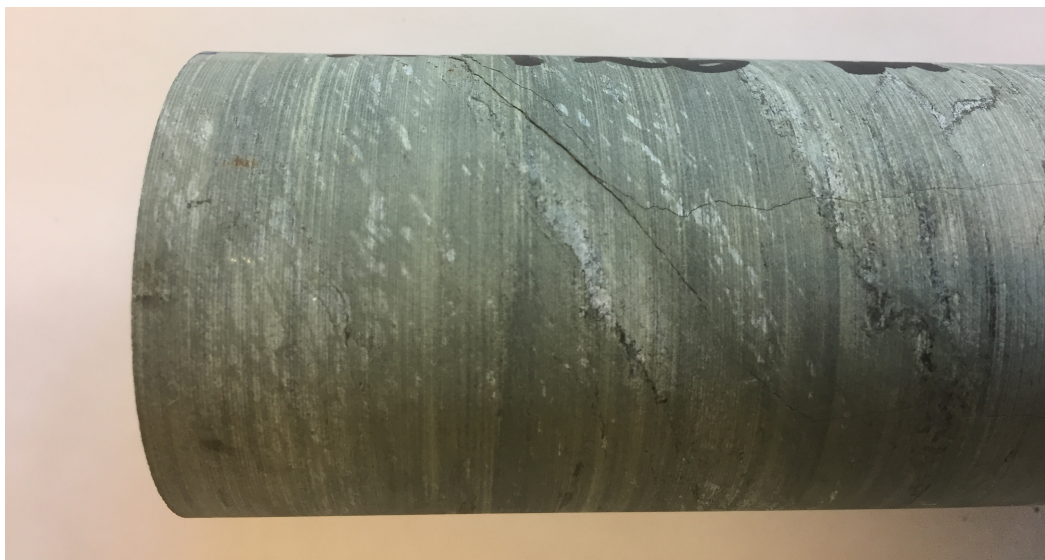


# Spenning-tøyningskurve, BH-03-2016-4

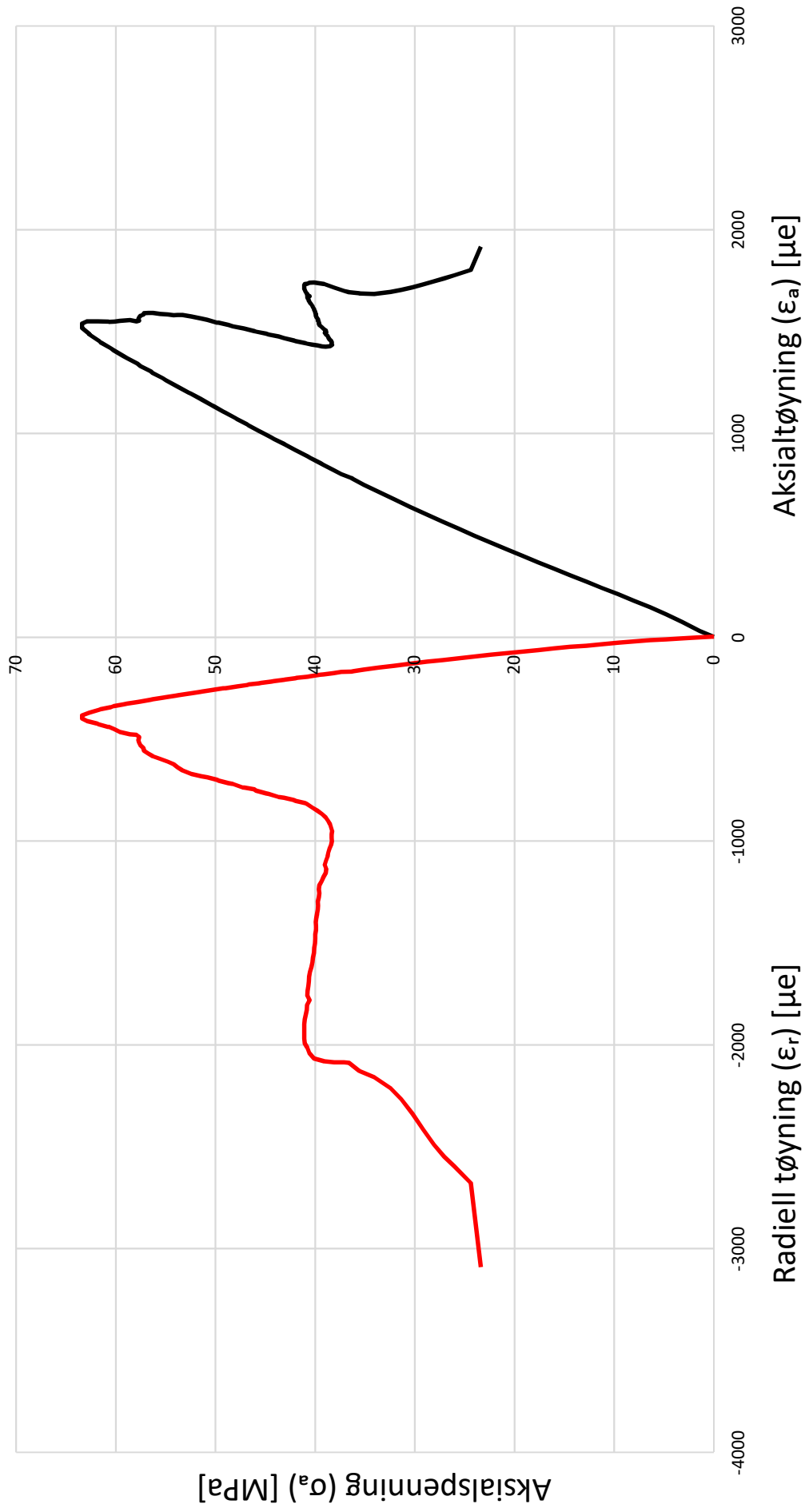


## BH-04-2016-1

Beskrivelse: Kjerneprøven er relativt hel, ingen tydelige brudd observeres. Det observeres kun mindre tensile sprekker parallelt med lastretningen, samt enkelte sprekker som mer eller mindre følger foliasjonen (med vinkel lik ca.  $45^\circ$ ). Ingen tydelig radiell ekspansjon av kjerneprøven.



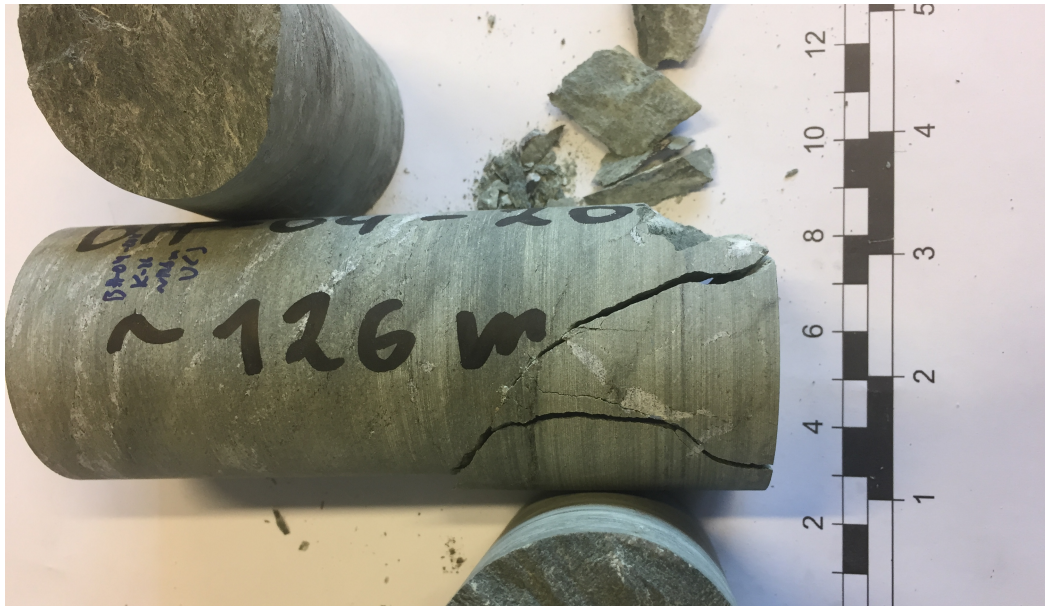
# Spenning-tøyningskurve, BH-04-2016-1





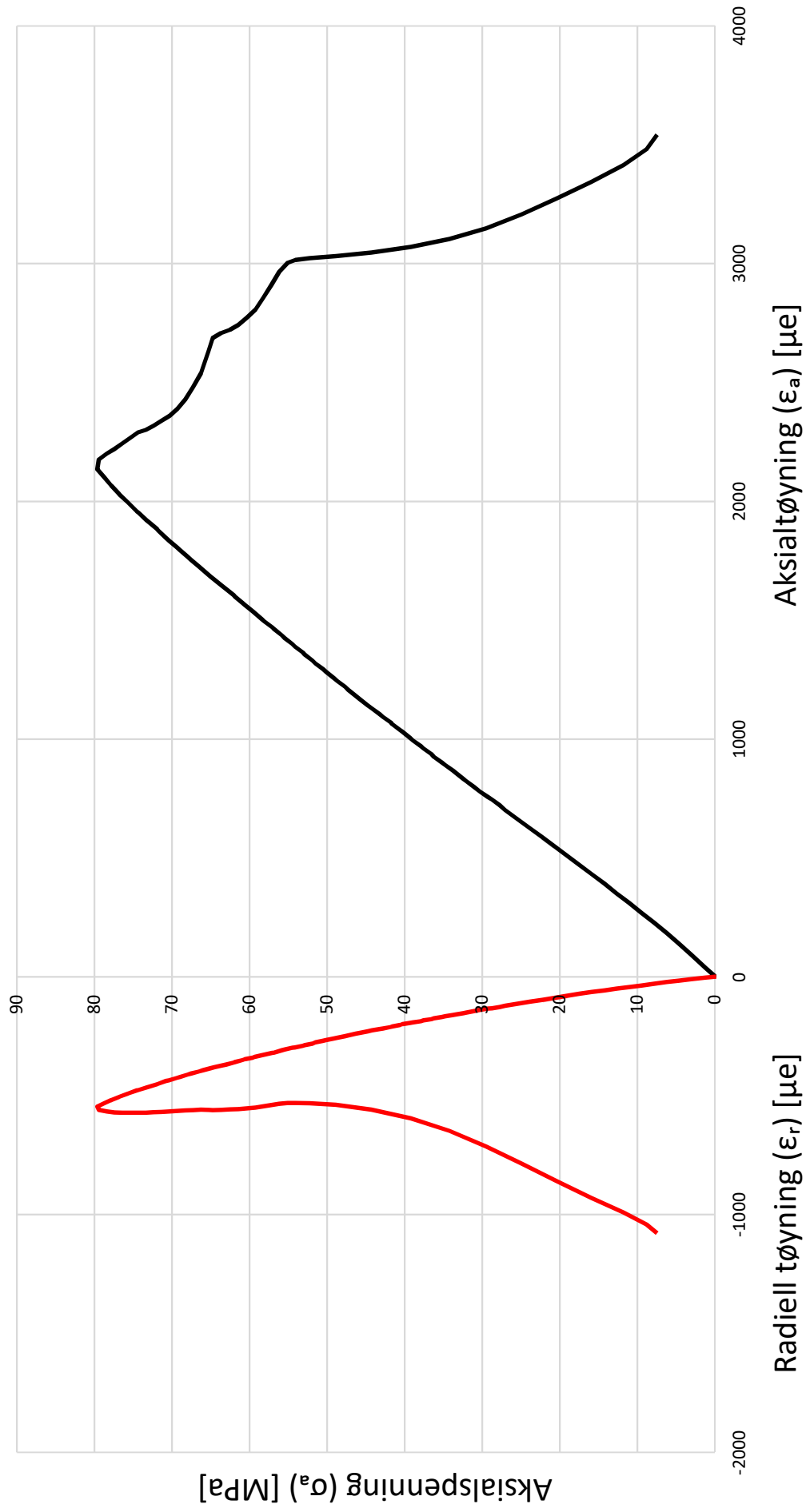
## BH-04-2016-2

Beskrivelse: To tydelige brudd observeres: ett skjærbrudd med en bruddvinkel på ca.  $35^\circ$  (utvikler seg mer vertikalt mot enden av kjerneprøven) og ett sigdformet brudd som sammenfaller med skjærbruddet. Avskallinger og mindre sprekker observeres også. Ingen tydelig radiell ekspansjon av kjerneprøven.



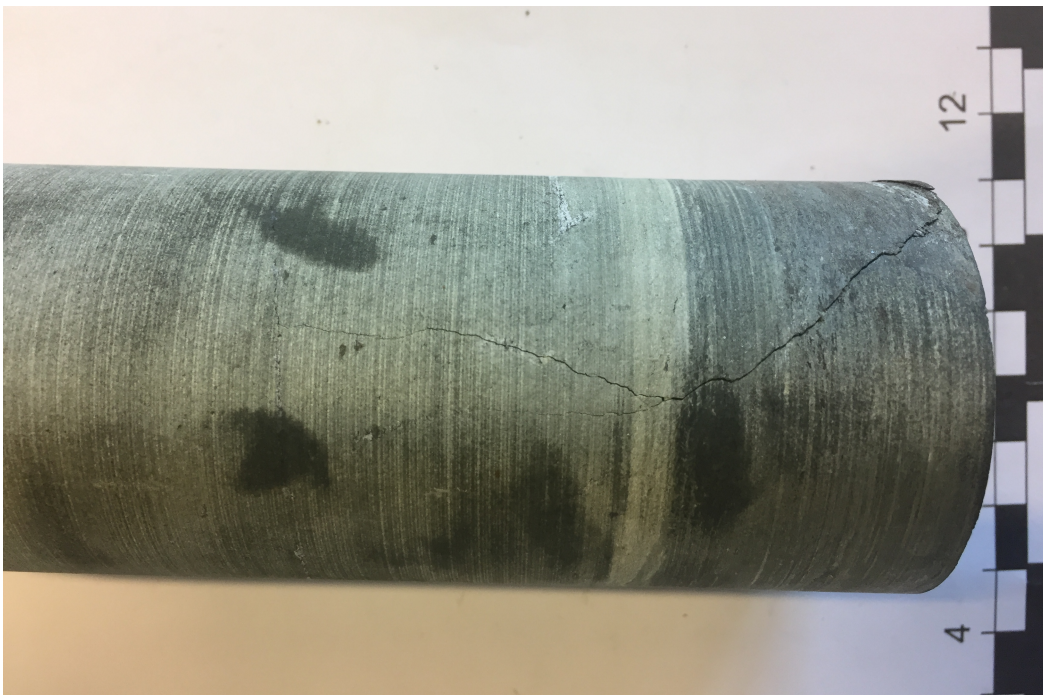
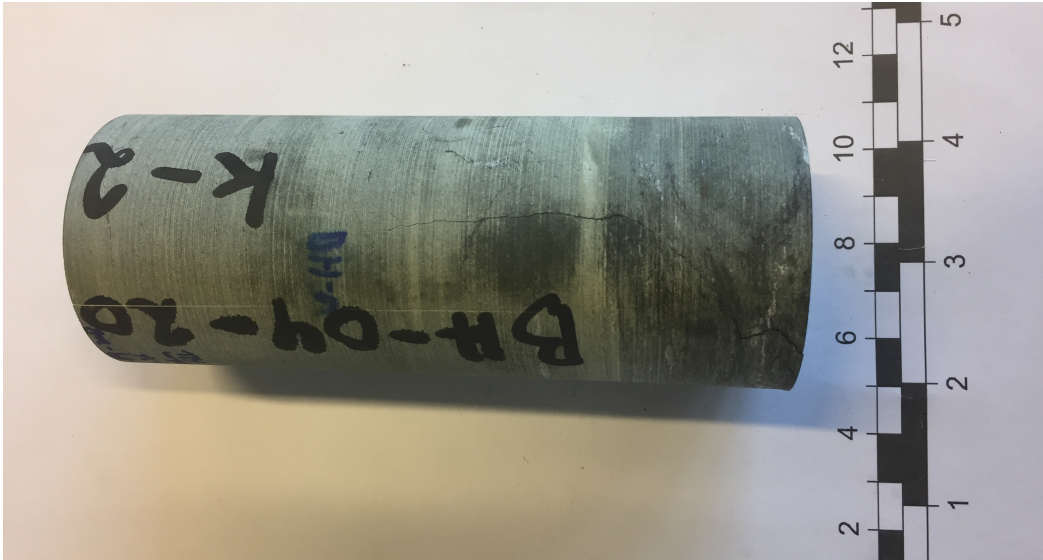


# Spenning-tøyningskurve, BH-04-2016-2

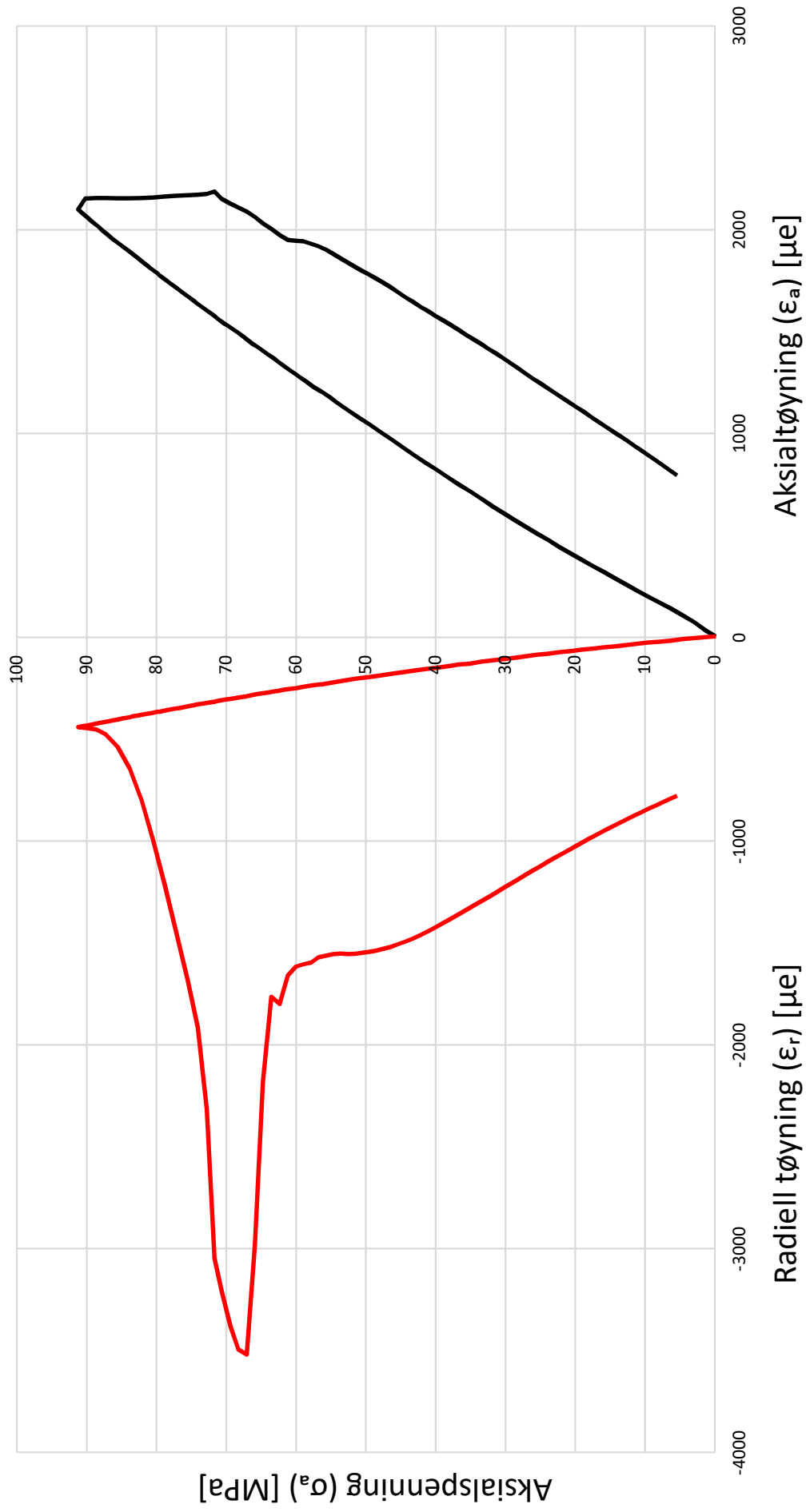


### BH-04-2016-3

Beskrivelse: Kjerneprøven er relativt hel, uten store tydelige brudd. Det observeres mindre tensile sprekker parallelt med lastretningen, og enkelte vinklede sprekker/brudd med en vinkel på ca. 40°. Ingen tydelig radiell ekspansjon av kjerneprøven.

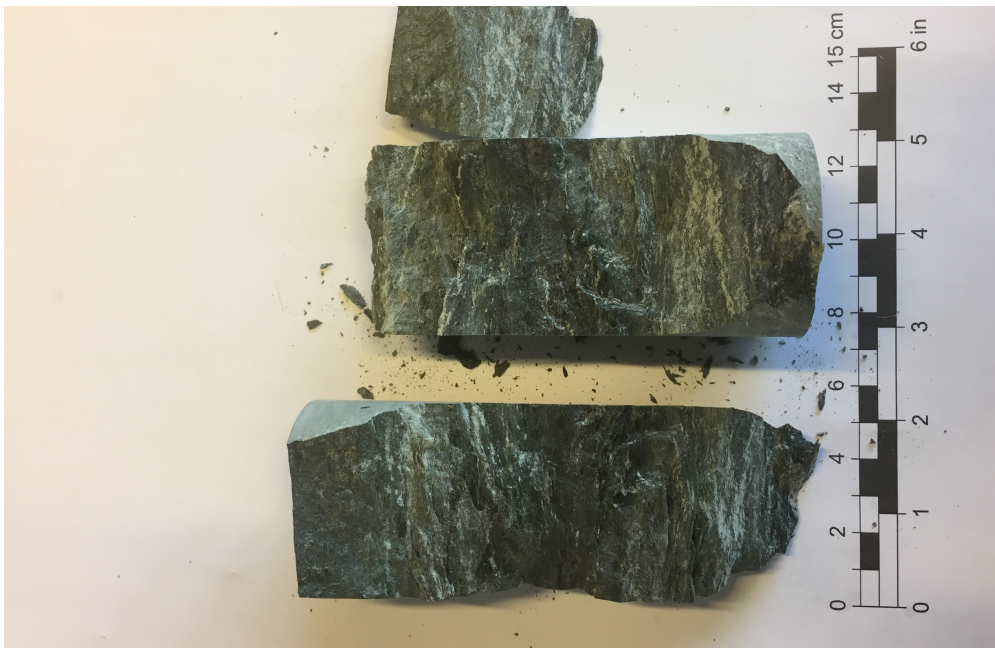


# Spenning-tøyningskurve, BH-04-2016-3

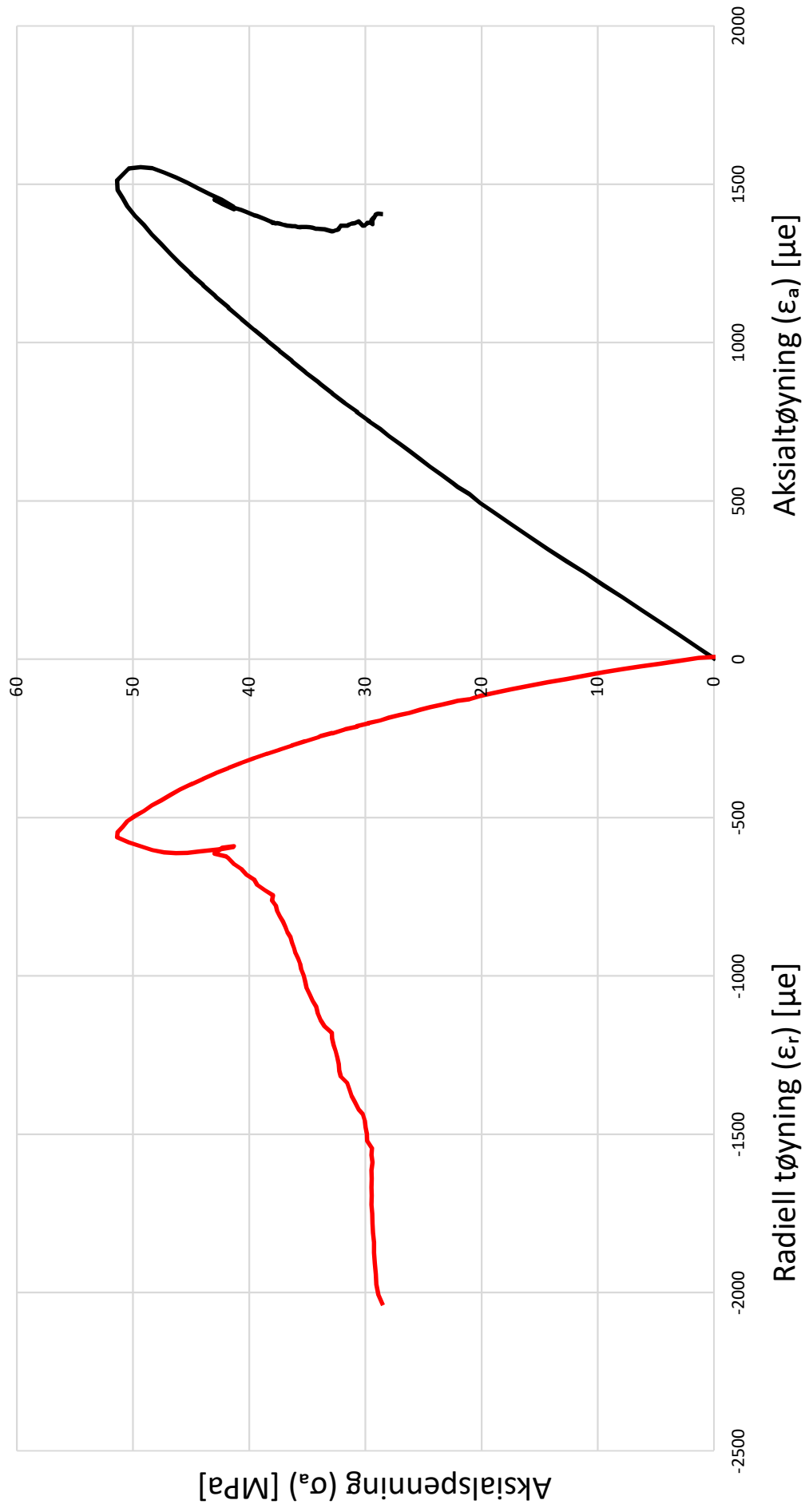


## BH-04-2016-4

Beskrivelse: Mer kaotisk bruddannelse med brudd i flere retninger og vinkler. Primært to tydelige brudd: ett mindre sigdformet brudd som sammenfaller med et lengre tilnærmet vertikalt brudd. Vinkel på utgående sprekk i sigdbruddet er på ca.  $22^\circ$ . Kjerneprøven preges av en foliasjon som folder seg tilfeldig i flere retninger. Ingen tydelig radiell ekspansjon observeres.



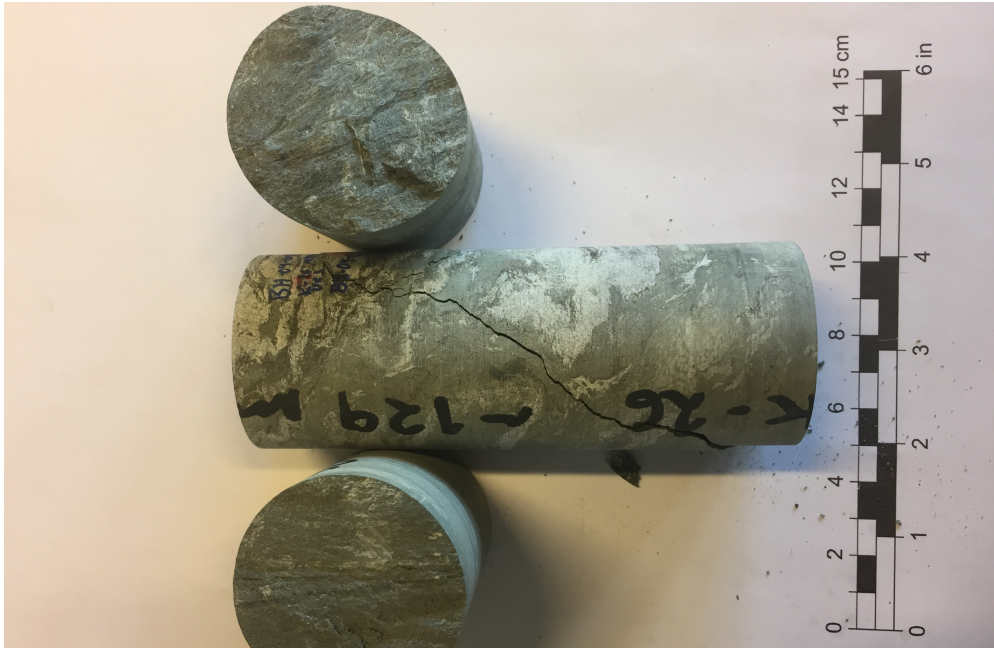
# Spenning-tøyningskurve, BH-04-2016-4





## BH-04-2016-5

Beskrivelse: Ett tydelig skjærbrudd med en bruddvinkel på ca. 35°. Noen mindre vertikale og horisontale sprekker observeres. Kjerneprøven preges av en kaotisk foldet foliasjon, samt mye glimmer langs bruddflaten. Ingen tydelig radiell ekspansjon observeres.



# Spenning-tøyningskurve, BH-04-2016-5

