

Marie Hernæs Larsen

Vurdering av vanskelighetsgrad og sikringsbehov for svakhetssoner i Rogfasttunnelen

Masteroppgave i Tekniske Geofag

Veileder: Bjørn Nilsen

Juni 2020



Inngangspartiet til sidetunnelen på Mekjarvik. Foto: Marie Hernæs Larsen.

Marie Hernæs Larsen

Vurdering av vanskelighetsgrad og sikringsbehov for svakhetssoner i Rogfasttunnelen

Masteroppgave i Tekniske Geofag
Veileder: Bjørn Nilsen
Juni 2020

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





MASTEROPPGAVE

Prosjektbeskrivelse

Kandidatens navn: Marie Hernæs Larsen

Oppgavens tittel: VURDERING AV VANSKELIGHETSGRAD OG SIKRINGSBEHOV FOR SVAKHETSSONER I ROGFASTTUNNELEN

English title: Evaluation of degree of difficulty and rock support requirement for weakness zones at Rogfast subsea road tunnel

Utfyllende tekst:

1. Adkomsttunneler er etablert og oppstart av tunneldriving for hovedløpene av Rogfasttunnelen nært forestående. En av de største utfordringene for Rogfast antas å være krysning av markerte svakhetssoner under Boknafjorden. Intensjonen med denne masteroppgaven er å vurdere vanskelighetsgrad og sikringsbehov for de antatt vanskeligste svakhetssonene.

Masteroppgaven er en videreføring av fordypningsprosjekt gjennomført høsten 2019, hvor det ble gjennomført analyse av karakter, stabilitetsforhold og sikringsbehov for vanskelige svakhetssoner i et relevant utvalg av tidligere bygde undersjøiske tunneler. I masteroppgaven skal det på grunnlag av resultatene fra prosjektoppgaven og resultater fra gjennomførte forundersøkelse for Rogfast gjøres en vurdering av vanskelighetsgrad og sikringsbehov for de antatt vanskeligste svakhetssonene langs Rogfast. Numerisk analyse skal inngå som del av oppgaven. Spesiell vekt skal legges på vurdering og diskusjon av:

- Risiko for å treffe på spesielt vanskelige svakhetssoner, som f.eks. problemsonene i Bjørøy-, Oslofjord- og Atlanterhavstunnelen.
- Mulige tiltak for å redusere risiko forbundet med alvorlige soner.

2. Som del av grunnlaglaget for vurderingen skal det også foretas befarings for å se nærmere på resultater fra driving av adkomsttunnelene til hovedløpet, og for å samle prøvemateriale til relevante laboratorieanalyser. Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Statens vegvesen med byggeleder Sveinung Brude som kontaktperson.

Studieretning: Ingeniør- og miljøgeologi
Hovedprofil: Ingeniørgeologi og bergmekanikk
Tidsrom: 15.1.2020-10.6.2020

Bjørn Nilsen, Professor/hovedveileder

Sammendrag

Masteroppgaven vurderer vanskelighetsgrad og sikringsbehov til åtte utvalgte svakhetssoner i Rogfasttunnelen.

For å vurdere vanskelighetsgraden til svakhetssonene er det utarbeidet et poengsystem som tar hensyn til sonenes seismiske hastighet, bergoverdekning, krysningslengde, vanntrykk og tilstedeværelse av svelleleire, grafitt og løsmasser. Poengsystemet er anvendt på de åtte utvalgte svakhetssonene på Rogfast og på problemsoner påtruffet i Bjørøy-, Oslofjord- og Atlanterhavstunnelen. Ved å sammenligne total poengsum til svakhetssonene på Rogfast med total poengsum til svakhetssonene i Bjørøy-, Oslofjord- og Atlanterhavstunnelen er det funnet ut at fem av de utvalgte svakhetssonene på Rogfast plasseres i samme poeng-område som de ferdigstilte tunnelene. Basert på dette er det konkludert med at det er en risiko for å møte like vanskelige svakhetssoner i Rogfast som det ble gjort i Bjørøy-, Oslofjord- og Atlanterhavstunnelen.

En fordel med poengsystemet er at det tar hensyn til flere faktorer enn tidligere benyttede klassifiseringssystem. I tillegg gir poengsystemet en skjematisk fremstilling av hvilke forhold som forventes å bli vanskelige og gjør det dermed mulig å optimalisere sikringsmengden. Ulempen er at faktorene ikke er vektet ut ifra innvirkning på vanskelighetsgrad, i tillegg til at flere viktige faktorer, som bergspenninger og innlekkasjeforhold, er utelatt.

Det er funnet en sammenheng mellom at en høy total poengsum samsvarer med en høy sikringsklasse. Videre er det funnet ut at samtlige vurderte svakhetssoner på Rogfast har et høyt sikringsbehov, da tre av dem er i sikringsklasse V og fem av dem er i sikringsklasse VI. Numerisk analyse utført på svakhetszone 31 indikerer at det vil være lave spenninger og høye deformasjoner (maksimal deformasjon på 66,0 cm) uten sikring. Med innsatt sikring, modellert som sprøytebetongbuer og bolter, har deformasjonen blitt redusert til 7,6 cm.

Aktuelle og relevante tiltak på Rogfast som kan bidra til å redusere risiko forbundet med vanskelige svakhetssoner er blant annet: nøye planlegging for driving gjennom svakhetssoner og prosedyre ved kritiske situasjoner, ingeniørgeologisk oppfølging på stoff og sonder- og kjerneboring i kombinasjon med seismikk på stoff. Dersom dette utføres, i kombinasjon med bergsikring, vil det være mulig å krysse svakhetssonene. Dette forsterkes av erfaringene fra driving av side-tunnelene på Mekjarvik og Arsvågen der forventede svakhetssoner ikke førte til nevneverdige problemer og driveforholdene generelt var bedre enn antatt. I tillegg har vanskelige svakhetssoner blitt krysset i norske undersjøiske tunneler tidligere, som f.eks. i Bjørøy-, Oslofjord- og Atlanterhavstunnelen.

Abstract

This master's thesis examines the degree of difficulty and rock support requirements for eight difficult weakness zones along the Rogfast tunnel.

A point system was developed to consider the degree of difficulty of the weakness zones. The point system took the seismic velocity, rock cover, crossing length, water pressure and the presence of swelling clay, graphite and soil into consideration. The point system was applied on the eight chosen weakness zones at Rogfast and on problem zones in the Bjørøy-, Oslofjord- and Atlantic Ocean tunnel. By comparing the total score of the weakness zones at Rogfast with the total score of the problem zones in the completed tunnels, it was discovered that five of the weakness zones at Rogfast had a total score in the same range as the completed tunnels. Based on this, it was concluded that there is a risk of encountering difficult zones at Rogfast, similar to those encountered in the Bjørøy-, Oslofjord- and Atlantic Ocean tunnel.

One advantage with the point system used is that it takes several factors into consideration that were not present in previous classification systems. In addition, the point system provides an overview of specific factors that are expected to be difficult and this offers an opportunity to optimize the rock support. Disadvantages with the point system include the fact that the factors are not weighted based on impact on degree of difficulty and that the point system does not take all of the important factors into consideration.

The evaluated weakness zones demonstrated a connection between a high total score and a high rock support class. All the chosen weakness zones had a high rock support requirement. Three of the weakness zones were in rock support class V and five of them were in rock support class VI. Numerical analysis on weakness zone 31 indicated that there would be low stresses and high deformations (max. deformation of 66.0 cm) without rock support. With rock support, modelled as bolts and reinforced ribs of shotcrete, the deformation would be reduced to 7.6 cm.

Relevant measures at Rogfast that can contribute to reduce the risk associated with difficult weakness zones are among others: detailed planning for excavating through weakness zones, follow up from geologists at the tunnel face and probe- and core drilling in combination with tunnel seismic prediction. If these measures were to be implemented, in combination with rock support, it would be possible to excavate through the weakness zones. This assertion is supported by the experiences from the access tunnels at Arsvågen and Mekjarvik, where expected weakness zones did not lead to significant problems. In addition, several difficult weakness zones are crossed earlier in Norwegian subsea tunnels, e.g. in the Bjørøy-, Oslofjord- and Atlantic Ocean tunnel.

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet våren 2020 ved Institutt for geovitenskap og petroleum ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) i Trondheim. Oppgaven er skrevet i samarbeid med Statens Vegvesen Region Vest og utgjør 30 studiepoeng på studieprogrammet Tekniske Geofag. Masteroppgaven er en videreføring av prosjektoppgaven ”Karakter, stabilitetsforhold og sikringsbehov for vanskelige svakhetssoner i undersjøiske tunneler” skrevet av undertegnede høsten 2019.

Jeg ønsker først og fremst å takke min veileder professor Bjørn Nilsen for god og grundig oppfølging gjennom hele prosessen, både med prosjekt- og masteroppgaven. Rådene og innspillene hans har vært verdifulle og bidratt til at jeg har kommet meg videre i oppgaven når jeg selv har følt at jeg har stått fast. Jeg vil videre takke kontaktperson Sveinung Brude, Hans Ivar Ravn-Larsen og Gudmund Lunden ved Statens Vegvesen Region Vest for god mottakelse under befarings, i tillegg til å ha bidratt med grunnlagsmateriale og gitt tilgang til å befare sidetunnel og kjernelager. Statens Vegvesen Region Vest har finansiert masteroppgaven.

Videre ønsker jeg å takke Jon Runar Drotninghaug og Laurentius Tjihuis for god veiledning og hjelp med laboratorietestene. En takk rettes også til Nghia Quoc Trinh for hjelp med den numeriske analysen. Jeg ønsker også å takke medstudent Kjell-Erik Nordbø for godt samarbeid ved befarings og laboratorietester, samt for gode diskusjoner underveis.

Helt til slutt ønsker jeg å takke familie, kjæreste og venner for uunnværlig støtte og motivasjon gjennom hele studietiden.

Trondheim, juni 2020
Marie Hernæs Larsen

Innhold

Sammendrag	v
Abstract	vii
Forord	ix
Figurer	xv
Tabeller	xx
1 Innledning	1
1.1 E39 Rogfast	2
1.2 Formål og fremgangsmåte	3
1.3 Begrensninger	4
1.4 Grunnlagsmateriale	4
2 Viktige erfaringer fra prosjektoppgaven	6
2.1 Atlanterhavstunnelen	7
2.2 Bjorøytunnelen	8
2.3 Oslofjordtunnelen	9
2.4 Avsluttende kommentar	10
3 Geologiske forhold på Rogfast	12
3.1 Geologi langs tunneltraseen	13
4 Svakhetssoner og sikringsmetoder i undersjøiske tunneler	16
4.1 Svakhetssoner: dannelse og egenskaper	17
4.1.1 Inndeling av svakhetssoner	17
4.1.2 Svelleleire i svakhetssoner	19
4.2 Kartlegging av svakhetssoner	19
4.2.1 Forundersøkelser	19
4.2.2 Undersøkelser under driving	20

4.3	Sikringsmetoder	23
4.3.1	Metode for driving og sikring frem mot og gjennom svakhetssoner . . .	23
4.3.2	Sikring foran stuff	24
4.3.3	Sikring i profilet	26
4.4	Avsluttende kommentar	28
5	Grunnlagsmateriale og utførte undersøkelser av spesiell relevans for svakhetssoner	29
5.1	Refraksjonsseismikk	30
5.2	Kjerneboring	33
5.3	Erfaringer fra drivingen av sidetunnelene	35
5.3.1	Sidetunnel Mekjarvik	36
5.3.2	Sidetunnel Arsvågen	39
5.3.3	Relevans av erfaringer fra sidetunnelene	41
5.4	Klassifisering av svakhetssoner	42
5.5	Fordeling av svakhetssoner langs tunneltraseen	43
5.6	Krevende svakhetszoneområder basert på forundersøkelser	44
5.7	Avsluttende kommentar	52
6	Felt- og laboratorieundersøkelser	53
6.1	Befaring til E39 Rogfast	53
6.2	Presentasjon av prøvematerialet	55
6.3	Laborarietester	60
6.3.1	Preparering av prøvematerialet	61
6.3.2	Frisvellingstest	62
6.3.3	Svelletrykktest	62
6.3.4	XRD-analyse	64
6.3.5	UCS-test	64
6.4	Resultater	65
6.4.1	Resultater fra frisvellingstest	66
6.4.2	Resultater fra svelletrykktest	66
6.4.3	Resultater fra XRD-analyse	67
6.4.4	Resultater fra UCS-test	68
6.5	Diskusjon av resultater	69
7	Risiko for å møte vanskelige svakhetssoner	71
7.1	Definisjon av en vanskelig svakhetszone	71
7.2	Poengsystemet	74
7.3	Vanskelige svakhetssoner langs Rogfasttunnelen	75
7.4	Vanskelige svakhetssoner i Bjørøy-, Atlanterhavs- og Oslofjordtunnelen	76

7.5	Bestemmelse av vanskelighetsgrad	78
7.6	Vurdering av risiko for å møte vanskelige svakhetssoner	83
7.7	Fordeler, ulemper og anvendelighet til poengsystemet	84
8	Sikringsbehov til utvalgte svakhetssoner	86
8.1	Sikringsbehov til utvalgte svakhetssoner	86
8.2	Numerisk analyse	89
8.2.1	Kort om RS2	90
8.2.2	Oppsett av modell	90
8.2.3	Bergartsparemetere	91
8.2.4	Spenningsforhold	93
8.2.5	Sikringsparemetere	94
8.3	Resultater fra numerisk analyse	95
8.3.1	Verifisering av modell	95
8.3.2	Spenningsfordeling	95
8.3.3	Deformasjon	98
8.4	Diskusjon av resultater	100
8.5	Avsluttende kommentar	101
9	Diskusjon og mulige tiltak for å redusere risiko i forbindelse med svakhetssoner	103
9.1	Diskusjon av faktorer som ikke er inkludert i poengsystemet	104
9.2	Tiltak for å redusere risiko forbundet med vanskelige svakhetssoner	106
9.2.1	Tiltak før driving	106
9.2.2	Tiltak under driving	107
9.2.3	Tiltak etter driving	109
9.3	Avsluttende kommentar	109
10	Konklusjon	111
10.1	Videre arbeid	112
	Referanser	114
	Vedlegg	120
	A Lengdeprofil med antatte svakhetssoner fra E03.	
	B Lengdeprofil med antatte svakhetssoner fra E02.	
	C Lengdeprofil med antatte svakhetssoner fra E04.	
	D Bergmassekvalitet og bergsikring etter Q-metoden (NGI, 2015).	

- E Sammenheng mellom bergklasser fra Q-systemet og sikringsklasser (Vegdirektoratet, 2020a).**
- F Bilder av ferdigpreparerte kjerneprøver.**
- G Bilder av materiale $< 20 \mu\text{m}$.**
- H Bilder av materiale $> 20 \mu\text{m}$.**
- I Resultater fra XRD-analyse.**
- J Bilder av kjerneprøver etter UCS-test.**
- K Ståtid som funksjon av RMR-verdi og usikret spennvidde (Broch & Nilsen, 2012).**

Figurer

1.1	Ferjefri E39 (SVV, 2019). Nord er rett opp.	1
1.2	Trasé og lengdeprofil til E39 Rogfast (SVV, uå).	2
2.1	Rasutviklingen i Atlanterhavstunnelen ved profil 6242 (Nilsen, 2011).	7
2.2	Lengdeprofil over Bjørøytunnelen som indikerer hvor svakhetssonen ble møtt (ca. ved profil 1450) (Nilsen, 2012).	8
2.3	Lengdesnitt til Hurumsonen (NFF, 2008).	9
3.1	Geologisk oversiktskart over Norge. Området rundt Boknafjorden er vist mer detaljert i utklippet til venstre. Modifisert etter NGU (2015).	12
3.2	Tolkning av strukturgeologien langs tunneltrasé (Solli & Nordgulen, 2014). Nord er rett opp.	13
4.1	Typisk profil av en undersjøisk tunnel med svakhetssoner lokalisert i de dypeste områdene av tunnelen (Nilsen, 2009).	16
4.2	Svakhetszone type 1, 2 og 3 (Dammyr et al., 2017).	18
4.3	Prinsippskisse av sonderboring (Vegdirektoratet, 2020b).	22
4.4	Prinsippskisse av forinjeksjon i tunnel (NFF, 2010).	25
4.5	Forbolter i kombinasjon med sprøytebetongbuer og sålestøp. Modifisert etter (NFF, 2008).	26
4.6	Snitt gjennom en sprøytebetongbue (NFF, 2008).	27
5.1	Prinsippskisse av refraksjonsseismikk på sjøbunnen (Geophysix, uå).	31
5.2	Seismisk profil over sjø ved Kvitsøy, utført av Rambøll i 2017 (Dammyr et al., 2020).	33
5.3	Oversikt over kjerneboring utført på Kvitsøy frem til 2015. Krågøy og Krågøy Nord er kalt henholdsvis Krågøy 1 og 2 på figuren (Holmøy et al., 2015).	34
5.4	Sidetunnel Mekjarvik (Eldevik & Riste, 2019).	37
5.5	Sprøytebetongbuer i inngangspartiet til sidetunnelen på Mekjarvik.	39
5.6	Sidetunnelen fra Arsvågen (Vik et al., 2017).	40

5.7	Fordeling av svakhetssoner langs Rogfasttunnelen. Grønn farge tilsvarende klasse I, gul farge tilsvarende klasse II og rød farge tilsvarende klasse III. Basert på tall fra Dammyr et al. (2019, 2020, 2019).	44
5.8	Tegnforklaring til klasseinndeling til svakhetssoner (Dammyr et al., 2020).	44
5.9	Profil 500-1300 (Dammyr et al., 2019).	45
5.10	Profil 6500-7500 (Dammyr et al., 2019).	46
5.11	Profil 12750-14250. Oransje farge tilsvarende Karmøy ofiolitt (Dammyr et al., 2020).	47
5.12	Profil 15700-15900. Oransje farge tilsvarende Karmøy ofiolitt. Modifisert etter (Dammyr et al., 2020).	49
5.13	Profil 17500-18450. Oransje farge tilsvarende Karmøy ofiolitt, rosa farge tilsvarende Storheia- og Boknafjorden dekket, grønn farge tilsvarende Ryfylkeskifer og lilla farge tilsvarende autokton grunnfjellsgneis og granitt. Modifisert etter Dammyr et al. (2020).	50
5.14	Profil 19250-21000. Lilla farge tilsvarende autokton grunnfjellsgneis og granitt. Modifisert etter Dammyr et al. (2019).	51
6.1	Inngangen til sidetunnelen på Mekjarvik som ble befart.	54
6.2	Profil 623 og prøve 1S.	56
6.3	Profil 513 og prøve 2S.	57
6.4	Profil 299 og prøve 3S.	58
6.5	K129 - Sauholmen BH 01 - 10B. Trebiten indikerer hvor prøven er tatt.	58
6.6	Prøve 4S.	59
6.7	K75 - Sauholmen og prøve 5S.	59
6.8	Kasse 28 (BH-06-2016) før bergartsprøven ble tatt ut.	60
6.9	Kasse 55 (BH-06-2016) før bergartsprøvene ble tatt ut.	60
6.10	Ødometer.	63
6.11	Bergpresse (GCTS RTR 4000) brukt i UCS-test.	65
6.12	Frisvellingprøvene etter 3 døgn. Fra venstre: prøve 1S, prøve 2S, prøve 3S, prøve 4S og prøve 5S.	66
6.13	Resultater fra svelletrykktest.	67
6.14	Diffraktogrammet til prøve 2S. Rød sirkel markerer bue som kan indikere svelleleire.	68
7.1	Illustrasjon av krysningslengde.	72
7.2	Omtrentlig plassering til Bjørøytunnelen, Oslofjordtunnelen, Atlanterhavstunnelen og Rogfast. Geologisk kart over Norge i bakgrunnen. Modifisert etter NGU (2015).	77

8.1	Korrelasjon mellom RMR-verdi og Q-verdi (venstre) og RMR-verdi og Q_c (høyre). Modifisert etter Palmstrøm (2009).	88
8.2	Oppsett av modell i RS2 i steg 1. Enheten på lengdene er meter.	91
8.3	σ_1 -fordeling i steg 3 uten sikring.	96
8.4	σ_1 -fordeling i steg 3 med sikring. Bruddelementer ("yielded elements") er markert med gult på boltene.	96
8.5	σ_3 -fordeling i steg 3 uten sikring.	97
8.6	σ_3 -fordeling i steg 3 med sikring. Bruddelementer ("yielded elements") er markert med gult på boltene.	97
8.7	Deformasjon i steg 3 uten sikring.	98
8.8	Deformasjon i steg 3 med sikring. Bruddelementer ("yielded elements") er markert med gult på boltene.	99
8.9	Deformasjon i steg 2 uten sikring.	99
8.10	Spenningsfordeling rundt en svakhetsone (Li, 2018a).	100

Tabeller

1.1	Oversikt over inndeling av entrepriser (Eldevik & Riste, 2019; Dammyr et al., 2019, 2020, 2019; Jensen & Eldevik, 2020).	3
1.2	Oversikt over sentralt grunnlagsmateriale.	5
2.1	Sammenligning av tunnelene. Modifisert etter Larsen (2019).	11
3.1	Bergartsfordeling i tunnelnivå (Dammyr et al., 2019, 2020, 2019).	14
4.1	Metode for driving og sikring frem mot og gjennom svakhetssoner fra Håndbok V520 (Vegdirektoratet, 2020b).	24
5.1	Oversikt over utført refraksjonsseismikk. Basert på informasjon fra Holmøy et al. (2015); Dammyr et al. (2020).	32
5.2	Utført kjerneboring på Rogfast (Dammyr et al., 2019, 2020, 2019).	34
5.3	Nøkkeldata til sidetunnelene på Mekjarvik og Arsvågen (Vik et al., 2017; Martinelli et al., 2016; Eldevik & Riste, 2019; Jensen & Eldevik, 2020).	36
5.4	Forventede svakhetssoner i sidetunnelen på Mekjarvik (Martinelli et al., 2016).	38
5.5	Sammenheng mellom seismisk hastighet og antatt oppbygning av svakhetssoner (Dammyr et al., 2020).	42
5.6	Inndeling av svakhetsoneklasser ut fra sonebredde og seismisk hastighet (Dammyr et al., 2020).	42
5.7	Fordeling av svakhetsoneklassene i de forskjellige entreprisene (Dammyr et al., 2019, 2020, 2019).	43
5.8	Svakhetssoner mellom profil 1225-1300 (Dammyr et al., 2019). Retningen er i forhold til tunnelaksen.	45
5.9	Svakhetssoner mellom profil 6500-7500 (Dammyr et al., 2019). Retningen er i forhold til tunnelaksen.	46
5.10	Svakhetssoner mellom profil 13950-14080. Retningen er i forhold til tunnelaksen (Dammyr et al., 2020).	48
5.11	Svakhetssoner mellom profil 15700-15900. Modifisert etter Dammyr et al. (2020). Retningen er i forhold til tunnelaksen.	49

5.12	Svakhetssoner mellom profil 17500-18450. Retningen er i forhold til tunnelaksen (Dammyr et al., 2020).	50
5.13	Utvalg av svakhetssoner mellom profil 19250-21000. Retningen er i forhold til tunnelaksen (Dammyr et al., 2019).	51
6.1	Oversikt over prøvematerialet. Benevnelsen "S" tilsier at det er en prøve med sleppematerialet, mens benevnelsen "B" tilsier at det er en bergartsprøve. . . .	54
6.2	Q-verdi ved profil 623.	55
6.3	Q-verdi ved profil 513.	56
6.4	Q-verdi ved profil 299.	57
6.5	Dimensjoner på prøvene benyttet i UCS-testen.	62
6.6	Klassifisering av materiale i frisvellingstest (SVV, 2015).	62
6.7	Klassifisering av svelletrykk.	63
6.8	Prosentvis andel materiale $< 20 \mu\text{m}$ i prøvene.	65
6.9	Resultater fra frisvellingstesten.	66
6.10	Resultater fra XRD-analyse.	68
6.11	Resultater fra UCS-test.	69
7.1	Poengsystem for klassifisering av svakhetssoner i undersjøiske tunneler.	75
7.2	Nøkkeldata til de åtte utvalgte svakhetssonene langs Rogfasttunnelen. For seismisk hastighet og bergoverdekning er det oppgitt gjennomsnittsverdi (Dammyr et al., 2019, 2020, 2019).	76
7.3	Begrunnelse for utvalg av svakhetssoner langs Rogfasttunnelen.	76
7.4	Vanskelige svakhetssoner i Bjørøy-, Atlanterhavs- og Oslofjordtunnelen. Nøkkeldataen til Bjørøytunnelen er hentet fra Nilsen (2012); Fossen et al. (1997). Nøkkeldataen til Atlanterhavstunnelen er hentet fra Nilsen (2012), mens nøkkeldataen til Oslofjordtunnelen er hentet fra GEOFROST (uå); Palmstrøm (2003).	78
7.5	Resultater fra laboratorietester utført på materialet fra kjerneborhullet på Sauholmen. Basert på Holmøy et al. (2015) og Kapittel 6.	80
7.6	Poengtabell for svakhetssonene i Rogfast.	82
7.7	Poengtabell for svakhetssonene i Bjørøy-, Atlanterhavs- og Oslofjordtunnelen.	82
8.1	Sikringsbehov for de åtte utvalgte svakhetssonene på Rogfast basert på seismisk hastighet og Q_c	88
8.2	Bergartsparametere benyttet i RS2.	92
8.3	Vertikalspenning over svakhetssone 31.	94

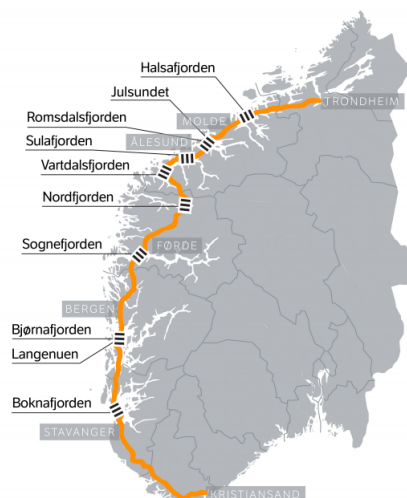
9.1 Oppsummering av total poengsum og sikringsklasse for de åtte utvalgte svakhetssonene på Rogfast. Total poengsum er hentet fra Tabell 7.6 og sikringsklasse er hentet fra Tabell 8.1.	103
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----

Kapittel 1

Innledning

I Norge er det bygget flere undersjøiske tunneler, som blant annet bidrar til å gjøre personell- og godstransport mer effektivt. Fordelen med undersjøiske tunneler er at de reduserer reisetiden ved å f.eks. erstatte ferjeforbindelser. I tillegg vil ikke undersjøiske tunneler påvirkes av været. Ulempen er at det er kostbart og tidkrevende å bygge dem. I tillegg kan driving av undersjøiske tunneler føre til komplekse geologiske utfordringer, f.eks. ved kryssing av svakhetssoner.

Ferjefri E39 er et prosjekt som innebærer at dagens syv ferjestrekninger mellom Kristiansand og Trondheim skal erstattes med undersjøiske tunneler eller broer. I tillegg skal eksisterende vei oppgraderes. Prosjektet ble vedtatt i Nasjonal Transportplan (NTP) for 2018-2029 og har som mål å halvere reisetiden mellom Kristiansand og Trondheim, som i dag er ca. 21 timer. Figur 1.1 viser en oversikt over fjordene som må krysses. Langtidskonsekvensene av Ferjefri E39 er at det blir mer effektivt med forflytning av personer og gods, samt at næringslivs-, arbeids- og boregionene i denne delen av landet blir nærmere knyttet sammen (SVV, 2019).



Figur 1.1: Ferjefri E39 (SVV, 2019). Nord er rett opp.

Tabell 1.1: Oversikt over inndeling av entrepriser (Eldevik & Riste, 2019; Dammyr et al., 2019, 2020, 2019; Jensen & Eldevik, 2020).

Entreprisenr.	Navn på entreprise
E11	Sidetunnel Mekjarvik
E06	Forskjæring og påhugg til Boknafjordtunnelen i sør
E03	Boknafjordtunnelen sør (profilnummer: 1089-10050)
E02	Boknafjordtunnelen midt (profilnummer: 10050-18450)
E15	Kvitsøytunnelen
E04	Boknafjordtunnelen nord (profilnummer: 18450-27682)
E13	Sidetunnel Arsvågen

Geoteknisk kategori for Rogfast er satt til 3 ut ifra Eurokode 7. Rogfast er en undersjøisk tunnel og dermed vurderes pålitelighetsklassen til å være høy som innebærer: ”stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser”. Videre vurderes vanskelighetsgraden til prosjektet å være høy på grunn av en kombinasjon av forholdsvis uoversiktelige grunnforhold og kompleks geologi, som f.eks. svakhetssoner. Rogfasttunnelen har lange strekninger under vann, som har begrenset muligheten for forundersøkelser (Dammyr et al., 2019, 2020, 2019).

Rogfast-prosjektet har startet, blant annet er sidetunnelene på Mekjarvik og Arsvågen ferdig bygget. Resten av prosjektet er utsatt grunnet at prosjektet blir dyrere enn antatt. Det er derfor sett på ulike muligheter for å redusere kostnadene. Et tiltak som er bestemt er at Kvitsøykrysset skal heves med 20 meter, som blant annet resulterer i at Kvitsøytunnelen blir ca. 200 meter kortere. Dette medfører også at hovedtunnelen får ca. 16 m mindre bergoverdekning i området. Ved innlevering av oppgaven er det fortsatt usikkerhet vedrørende prosjektets drivestart (e-post korrespondanse med byggeleder Sveinung Brude 30.05.20).

1.2 Formål og fremgangsmåte

Masteroppgaven er en videreføring av prosjektoppgaven skrevet av undertegnede høsten 2019, se Larsen (2019). Prosjektoppgaven presenterer og diskuterer krevende svakhetssoner som tidligere er krysset i norske undersjøiske tunneler. I Rogfast er det også forventet å drive gjennom flere vanskelige svakhetssoner. Formålet med masteroppgaven er derfor å vurdere vanskelighetsgrad og sikringsbehov til svakhetssoner langs Rogfasttunnelen. Deretter er det undersøkt om det i Rogfast er risiko for å treffe på vanskelige svakhetssoner, slik som det ble gjort i Bjørøy-, Oslofjord- og Atlanterhavstunnelen. Tiltak for å redusere risiko er også vurdert.

Som en del av masteroppgaven er det gjennomført et besøk til E39 Rogfast. Under besøket ble sidetunnelen på Mekjarvik befart og kjernelageret på Forus besøkt. Det ble hentet inn prøver, som senere ble brukt i laboratorietester. Enkelte av resultatene fra laboratorietestene er brukt som inngangsparametere i numerisk analyse utført på en av svakhetssonene. Vurdering av vanskelighetsgrad og sikringsbehov baserer seg derfor på erfaringer fra egen befaringsrapport, resultat fra laboratorietester, resultat fra numerisk analyse, gjennomførte grunnundersøkelser, relevante rapporter, erfaringer fra driving av sidetunnelene og resultater fra prosjektoppgaven.

1.3 Begrensninger

Masteroppgaven fokuserer kun på forhold langs hovedtunnelen til Rogfast, videre benevnet Rogfasttunnelen. Dette betyr at forhold knyttet til Kvitsøytunnelen, ventilasjonstunneler og rundkjøringsområdet under Kvitsøy ikke er tatt i betraktning. I tillegg fokuserer masteroppgaven kun på svakhetssoner. Dette betyr at det ikke er fokus på andre ingeniørgeologiske aspekter ved Rogfast.

I masteroppgaven er det utført en numerisk analyse på en svakhetssone. Den numeriske analysen baserer seg på delvis usikre inngangsparametere og er en forenkling av virkeligheten. Dette medfører at resultatet nødvendigvis ikke gjenspeiler virkeligheten og at resultatet må tolkes deretter.

Opprinnelig plan var å gjennomføre en befaringsrapport til sidetunnelen på Arsvågen, i tillegg til sidetunnelen på Mekjarvik. Dette lot seg imidlertid ikke gjennomføre på grunn av restriksjoner knyttet til Covid-19.

1.4 Grunnlagsmateriale

Rogfast er et komplekst prosjekt hvor det har vært utført en stor mengde grunnundersøkelser over en periode på flere tiår. Dette fører til at en stor mengde grunnlagsmateriale er tilgjengelig. Tabell 1.2 oppsummerer det mest sentrale grunnlagsmaterialet i forbindelse med denne oppgaven. Konkurransesgrunnlagene, sluttrapportene (E11 og E13) og Rambøll-rapportene er gjort tilgjengelige av Statens Vegvesen (SVV). For en komplett liste over alle kildene som er brukt henvises det til referanselisten i slutten av oppgaven.

Tabell 1.2: Oversikt over sentralt grunnlagsmateriale.

Publisert	Tittel	Forfatter
2006	<i>Geological and geophysical investigations for the Rogfast project.</i>	NGU v/ Rønning et al.
2014	<i>Geological investigations for the ROGFAST project in the area between Kvitsøy and Bokn.</i>	NGU v/ Solli & Nordgulen
2015	<i>Geologisk rapport for E39 Rogfast. Vedlegg til temarapport tunnel.</i>	SINTEF v/ Holmøy et al.
2015	<i>Berggrunnskart.</i>	NGU
2016	<i>Entreprise 11 - Ingeniørgeologisk rapport for sidetunnel fra Mekjarvik. Konkurransesgrunnlag</i>	Norconsult v/ Martinelli et al.
2016	<i>E39 Rogfast. Refraksjonsseismiske undersøkelser på land og i sjø.</i>	Rambøll
2017	<i>E39 Rogfast - Kvitsøy. Refraksjonsseismiske undersøkelser i sjø.</i>	Rambøll v/ Wisén et al.
2017	<i>Entreprise E13 - Ingeniørgeologisk rapport for sidetunnel Arsvågen. Konkurransesgrunnlag.</i>	Norconsult v/ Vik et al.
2019	<i>Ingeniørgeologisk sluttrapport - E11 Sidetunnel Mekjarvik - E39 Rogfast.</i>	SVV v/ Eldevik & Riste
2019	<i>Entreprise E04 - Ingeniørgeologisk rapport for Boknafjordtunnelen nord. Konkurransesgrunnlag.</i>	Norconsult v/ Dammyr et al.
2019	<i>Entreprise E03 - Ingeniørgeologisk rapport for Boknafjordtunnelen sør. Konkurransesgrunnlag.</i>	Norconsult v/ Dammyr et al.
2019	<i>Karakter, stabilitetsforhold og sikringsbehov for vanskelige svakhetssoner i undersjøiske tunneler. Prosjektoppgave ved NTNU.</i>	M. H. Larsen
2020	<i>Geologisk sluttrapport - E13 Rogfast - Sidetunnel.</i>	SVV v/ Jensen & Eldevik
2020	<i>Entreprise E15 og E02 - Ingeniørgeologisk rapport for Kvitsøytunnelen og Boknafjordtunnelen midt. Konkurransesgrunnlag.</i>	Norconsult v/ Dammyr et al.

Kapittel 2

Viktige erfaringer fra prosjektoppgaven

Masteroppgaven er en videreføring av prosjektoppgaven, med tittel ”Karakter, stabilitetsforhold og sikringsbehov for vanskelige svakhetssoner i undersjøiske tunneler”, skrevet av undertegnede høsten 2019. Formålet med prosjektoppgaven var å analysere og diskutere spesielt krevende svakhetssoner som er møtt i norske tunneler. Dette kapittelet er basert på prosjektoppgaven, se Larsen (2019), og presenterer de viktigste erfaringene fra prosjektoppgaven.

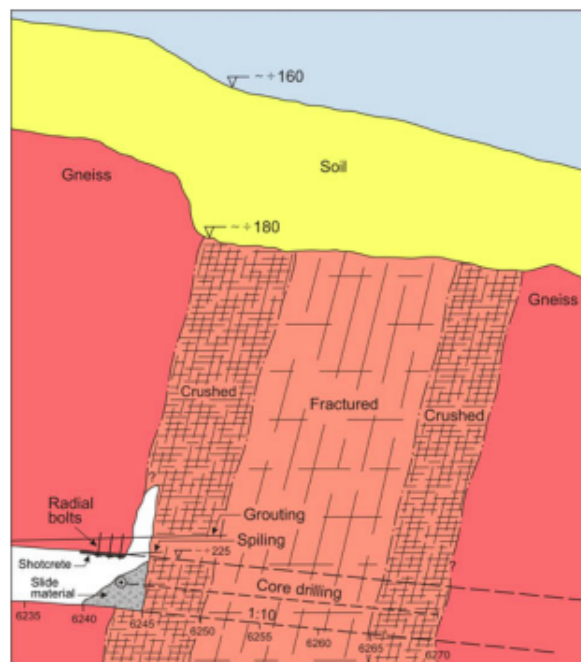
I prosjektoppgaven ble det gjennomført et litteraturstudie over seks utvalgte undersjøiske tunneler i Norge. Tunnelene som ble valgt ut var Ryfylketunnelen, Byfjordtunnelen, Atlanterhavstunnelen, Bjorøytunnelen, Karmøytunnelen og Oslofjordtunnelen. Tunnelene ble valgt fordi de har likhetstrekk med Rogfast eller fordi det oppsto situasjoner under driving som det kan være nyttig å hente erfaring fra. Ryfylketunnelen, Byfjordtunnelen og Karmøytunnelen er i tillegg lokalisert svært nærme Rogfast. Spesiell vekt ble lagt på svakhetssonenes karakter, stabilitetsforhold (ståtid) og sikringsbehov.

En oppsummering av svakhetssonene som er diskutert i prosjektoppgaven er gitt i Tabell 2.1, som er hentet fra prosjektoppgaven. Som det fremkommer av tabellen har tunnelene møtt ulike utfordringer og løst dem på forskjellige måter. De mest omfattende og utfordrende svakhetssonene ble møtt i Atlanterhavs-, Bjorøy- og Oslofjordtunnelen. Siden masteroppgaven blant annet fokuserer på risiko for å møte vanskelige svakhetssoner i Rogfast er ovenfornevnte tunneler mest relevante som sammenligningsgrunnlag. En kort oppsummering av disse tre tunnelene vil derfor gjøres i dette kapittelet. Det henvises for øvrig til prosjektoppgaven, Larsen (2019), for en mer detaljert beskrivelse, samt beskrivelse av de tre ytterlige tunnelene.

2.1 Atlanterhavstunnelen

Atlanterhavstunnelen er en 5,7 km lang undersjøisk tunnel i Møre og Romsdal. Tunnelen knytter Averøya og Kristiansund sammen og er på det dypeste punktet 250 m under havnivå. Tunnelen ble drevet i prekambrisk granittisk gneiss med innslag av amfibolitt, pegmatitt og glimmerbergarter. Fra forundersøkelsene var det kjent at tunnelen ville drives gjennom 13 svakhetssoner med seismisk hastighet under 3500 m/s (Karlson, 2009).

Da drivingen av tunnelen var kommet ned til 225 m under havnivå ble det drevet inn i en svakhetszone med seismisk hastighet på 2800 m/s. På grunn av høyt vanntrykk var det på forhånd satt inn ekstra tiltak for å opprettholde stabiliteten til sonen. Tiltakene inkluderte reduserte sprengningslengder, injeksjon, forbolter, sprøytebetong og radielle bolter. Allerede etter første sprengningsrunde begynte det å falle ned små deler av berget mellom boltene og etter noen timer var det dannet et 5 - 6 m stort hull i hengen. Rasutviklingen vises i Figur 2.1 (Nilsen, 2012). Svakhetssonen hadde en mektighet på ca. 28 m og besto av en kjerne med oppsprukket berg og yttersider av knust berg. Vanninnstrømningen i svakhetssonen var opp mot 500 l/min og svakhetssonen hadde en ståtid på noen få timer (Nilsen, 2011).



Figur 2.1: Rasutviklingen i Atlanterhavstunnelen ved profil 6242 (Nilsen, 2011).

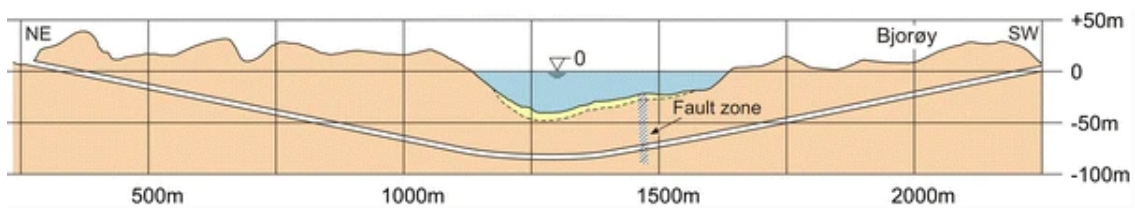
For å forhindre videre rasutvikling, og i verste fall ukontrollert vanninnstrømning fra Atlanterhavet, var det nødvendig å sikre svakhetssonen tilstrekkelig. Dette ble gjort ved å fylle rasgroppen i hengen med betong og plassere allerede utgravde tunnelmasser foran tunnelstuppen og deretter påføre sprøytebetong. Til slutt ble hele rasområdet fylt med en lenger enn 10 m lang betong-

plugg (Nilsen, 2012). Drivingen gjennom betongpluggen var omfattende og det ble benyttet delt profil og reduserte salvelengder. Sikringen besto av sprøytebetong, sprøytebetongbuer, bolter, forbolter og injeksjon (Karlson, 2009).

Svakhetssonen i Atlanterhavstunnelen hadde dårlig bergmassekvalitet, kort ståtid, var permeabel og var i tillegg under et høyt vanntrykk. Denne kombinasjonen førte til en kritisk og krevende situasjon. En slik kombinasjon bør derfor overvåkes nøye dersom det skulle oppstå i andre undersjøiske tunneler. Det var likevel mulig å krysse sonen, men det krevde nøye planlegging og gjennomføring. Tyngre bergsikring, som betongplugg, var nødvendig for å sikre sonen. Dette prosjektet understreker viktigheten av å ha tilstrekkelig sikringsutstyr og kompetanse tilgjengelig på anlegget da kritiske situasjoner kan utvikle seg hurtig og ukontrollert.

2.2 Bjørøytunnelen

Bjørøytunnelen er en 2,0 km lang undersjøisk tunnel sørvest for Bergen som ble drevet gjennom prekambrisk gneis. Ved hjelp av sonderboring ble en svakhetssone oppdaget foran stoff ca. 70 m under havnivå hvor bergoverdekningen var 35 m. Et lengdeprofil som indikerer hvor svakhetssonen ble møtt vises i Figur 2.2. Svakhetssonen krysset tunnelen med en vinkel på 25° , som førte til at krysningslengden med tunnelen ble 20-25 m, selv om selve svakhetssonen kun var 3-4 m bred. Svakhetssonen var svært permeabel og besto av knust berg blandet med sand, leire og kullfragmenter (Nilsen, 2012).



Figur 2.2: Lengdeprofil over Bjørøytunnelen som indikerer hvor svakhetssonen ble møtt (ca. ved profil 1450) (Nilsen, 2012).

Omfattende sikring var nødvendig for å krysse svakhetssonen. For å få kontroll på vanninnlekkasjene ble injeksjon utført. Det ble også montert utblåsningssikringsventiler og drenering foran stoff ble utført (Nilsen, 2012). Svakhetssonen ble videre sikret med forbolter, sprøytebetongbuer, sprøytebetong, sålestøp og drevet med stegvis driving. Konvergenzmålinger ble utført for å ha kontroll på deformasjonen og for å kontrollere at sikringen var tilstrekkelig (Holter et al., 1996).

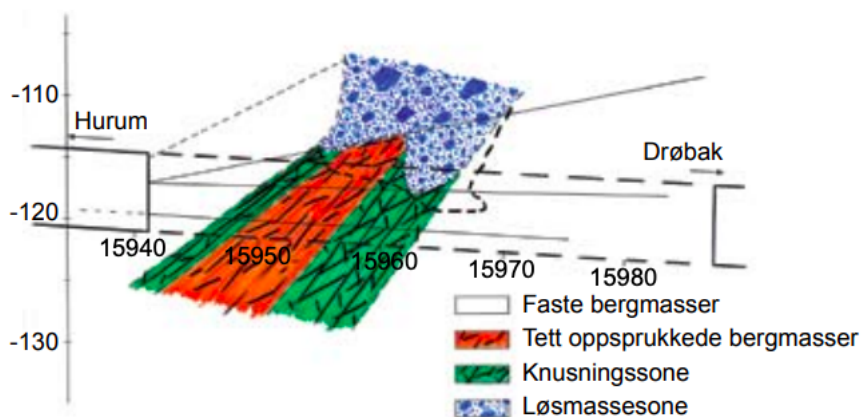
Svakhetssonen førte til at tunnelen ble forsinket flere måneder. Dette skyldtes delvis at det ikke var utført grundige forundersøkelser før drivestart, som resulterte i at svakhetssonen ikke

var forventet. I tillegg hadde svakhetssonen dårlig kvalitet, høy permeabilitet og det var lav bergoverdekning. Situasjonen i Bjørøytunnelen illustrerer viktigheten av å sondebore for å oppdage uforventede svakhetssoner.

2.3 Oslofjordtunnelen

Oslofjordtunnelen er en 7,2 km lang undersjøisk tunnel som krysser Oslofjorden. Den er hovedsakelig drevet gjennom granittisk gneis og går gjennom et riftbelte, Oslograbenen. Dette har medført at tunnelen krysser tre større svakhetssoner. En av disse sonene, Hurumsonen, førte til omfattende driveutfordringer der løsningen ble å fryse av en del av tunnelen. I mellomtiden ble det laget en bypass-tunnel slik at tunneldrivingen kunne fortsette. Dette førte til at tunnelen ble ferdig etter tidsplanen (GEOFROST, uå).

Hurumsonen ble oppdaget ved å sondebore over tunnelnivå foran stoff. Dette gjorde at den ble oppdaget før den ble drevet inn i, som sannsynligvis forhindrede en rassituasjon. Hurumsonen var en svært permeabel erosjonskanal som besto av løsmasser i øvre halvdel og knust og oppsprukket berg i nedre halvdel, se Figur 2.3 som viser et lengdesnitt gjennom sonen. Løsmasseavsetningene besto av morene- og glasifluvialt materiale. Tabell 2.1 indikerer at sonen ble påtruffet 120 m under havnivå og hadde direkte kontakt med fjorden (Dammyr et al., 2017).



Figur 2.3: Lengdesnitt til Hurumsonen (NFF, 2008).

Injeksjon var ikke tilstrekkelig for å sikre svakhetssonen og stoppe vanninntrengningen. Det ble derfor besluttet å fryse av en 46 m lang seksjon av tunnelen. Selve fryseprosessen ble utført ved at fryserør med sirkulerende saltvann ble plassert inne i borehull. Fryserørene ble deretter kjølt ned til -28°C . Drivingen gjennom sonen ble utført med reduserte sprengningslengder. Betong-

utstøpning og sprøytebetong ble montert som permanent sikring (GEOFROST, uå).

Hurumsonen førte til omfattende utfordringer under driving, men tunnelen ble likevel fullført innenfor planlagt tid, blant annet på grunn av bypass-tunnelen. Erfaringer som bør videreføres fra dette prosjektet er at det er viktig å kjerne- og sonderbore over tunnelnivå. Kunnskap og erfaringer fra fryseprosessen er også viktig å viderebringe til andre prosjekter der det kan være aktuelt.

2.4 Avsluttende kommentar

Som Tabell 2.1 viser ble det også drevet gjennom svakhetssoner i Ryfylketunnelen, Byfjordtunnelen og Karmøytunnelen. Disse sonene ble imidlertid krysset uten større problemer. En kombinasjon av forbolter, bolter, sprøytebetong, sprøytebetongbuer og injeksjon var tilstrekkelig sikring i Ryfylke- og Karmøytunnelen. I Byfjordtunnelen var det i tillegg nødvendig med betongutstøpning. I Byfjordtunnelen, som er lokalisert svært nærme Rogfast, oppsto det skvising, som dermed også kan være aktuelt i Rogfast.

Som nevnt innledningsvis oppsto de mest kritiske situasjonene i Atlanterhavs-, Bjorøy- og Oslofjordtunnelen. Fellestrekk mellom svakhetssonene i disse tunnelene var at de hadde dårlig bergmassekvalitet, var permeable, hadde lav bergoverdekning og høyt vanntrykk. Dersom slike svakhetssoner i tillegg har en kort ståtid kan situasjonen bli kritisk. I slike situasjoner er det nødvendig med nøye overvåkning for å unngå rasutvikling eller en ukontrollert vanninnlekkasje.

Basert på svakhetssonene som er evaluert i prosjektoppgaven ble det konkludert med at det er fullt mulig å krysse krevende svakhetssoner i undersjøiske tunneler. For å oppnå en suksessfull krysning er det nødvendig med nøye planlegging, undersøkelser under driving og kort responstid dersom kritiske hendelser oppstår.

Tabell 2.1: Sammenligning av tunnelene. Modifisert etter Larsen (2019).

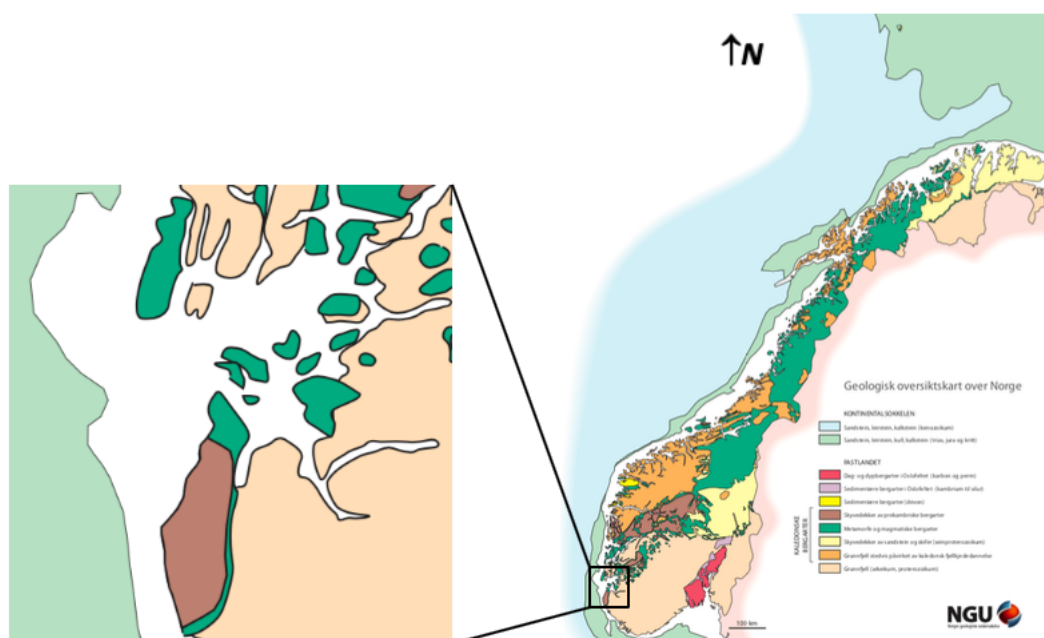
	Ryfylketunnelen	Byfjordtunnelen	Atlantehavstunnelen	Bjørøytunnelen	Karmøy-tunnelen	Oslofjordtunnelen
Lengde (km)	14,1	5,9	5,7	2,0	8,9	7,3
Største dyp (m.o.h.)	-290	-223	-250	-80	-139	-134
Bergarter	Fyllitt, gneis	Fyllitt	Granittisk gneis	Granittisk gneis	Grønnstein, metasandstein, fyllitt og granittisk gneis	Granittisk gneis
Utfordringer	Lang og dyp tunnel med flere svakhetssoner.	75 m lang svakhetssoner, ca. 200 m, som førte til skvising og deformasjon, samt oppsprekking på stoff.	Ca. 28 m lang svakhetssoner, med høy permeabilitet og svært dårlig stabilitet. Rasutvikling fra hengen som forplantet seg 10 m oppover i løpet av få timer.	Svakhetssoner bestående av knust stein, leire, sand og kullfragmenter. Vantrykk på 80 m og bergoverdekning på 35 m. Dårlig stabilitet og høy permeabilitet. Krysningslengde på 20-25 m.	60 m lang svakhetssoner med leirinfisert og oppsprukket berg ca. 136 meter under Førresfjorden (sone R).	Hurumsonen: 70 m lang svakhetssoner, ca. 120 meter under havnivå, bestående av løsmasser og oppsprukket berg. Høy permeabilitet og kontakt med fjorden.
Løsning	Svakhetssonene ble i hovedsak sikret med armerte sprøytebetongbuer. Injeksjon, forbolter, sprøytebetong og bolter ble også benyttet.	Svakhetssonen ble krysset ved korte sprengningslengder, betongutstøpning, forbolter, sprøytebetong og driving uten sprengning. Armerte betongarbeider og sålestøp ble brukt for å få kontroll på deformasjonen.	Betongplugg (med lengde > 10 m) ble installert for kontroll på og stoppe rasutviklingen. Betongpluggen ble senere drevet gjennom ved bruk av injeksjon, reduserte sprengningslengder og delt profil. I tillegg ble sprøytebetong, bolter, forbolter, sprøytebetong og betongutstøpning benyttet.	Injeksjon, dretning foran stoff og utblåsningssikringsventiler ble brukt for å minimere innlekkasjen. Forbolter, sprøytebetong, sålestøp, sprøytebetongbuer og stegvis driving ble benyttet for å opprettholde stabiliteten.	Svakhetssonen ble krysset med injeksjon, forbolting, systemisk sprøytebetongbuer og sålestøp.	Svakhetssonen ble drevet gjennom ved hjelp av frysing. Bypass-tunnel ble lagd for å kunne fortsette drifvingens frysingen pågikk. Reduserte sprengningslengder ble benyttet ved driving gjennom fryseseonen. Betongutstøpning og sprøytebetong ble benyttet som permanent sikring.
Ståtid	-	Kort	Noen få timer	Noen få timer - 100 timer	-	Noen få timer - 100 timer

Kapittel 3

Geologiske forhold på Rogfast

Dette kapittelet beskriver geologien i prosjektområdet. Kapittelet fokuserer på forventede bergartsgrupper og lokalisering av disse i forhold til tunneltraseen.

Figur 3.1 viser et geologisk oversiktskart over Norge, inkludert et mer detaljert utklipp over Boknafjorden og områdene rundt. Utklippet viser at områdene nærmest Boknafjorden i hovedsak består av kaledonske bergarter som inkluderer skyvedekker av prekambriske bergarter (brun farge) og metamorfe og magmatiske bergarter (grønn farge). Unntaket er på nordsiden av fjorden hvor grunnfjellet dominerer (beige farge). Dette gjelder også i områdene sørøst for fjorden (NGU, 2015).

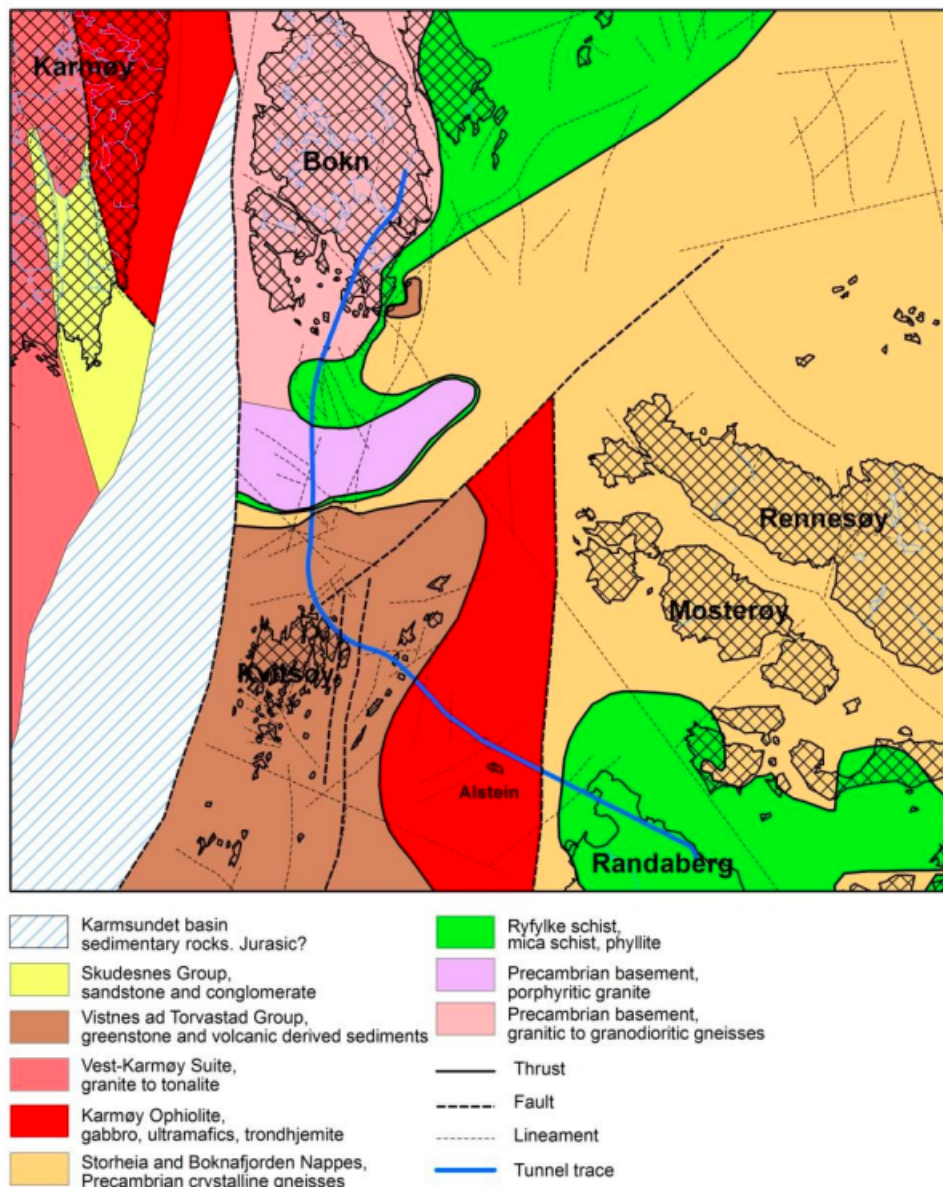


Figur 3.1: Geologisk oversiktskart over Norge. Området rundt Boknafjorden er vist mer detaljert i utklippet til venstre. Modifisert etter NGU (2015).

3.1 Geologi langs tunneltraseen

Geologien langs tunneltraseen til Rogfast er undersøkt i flere omganger for å få en mest mulig nøyaktig geologisk modell. Til tross for dette er det fortsatt stor usikkerhet knyttet til bergartene og bergartsgrensene (Dammyr et al., 2020). Lengdeprofil over hele traseen kan sees i Vedlegg A, B og C som blant annet viser antatt bergartsfordeling i tunnelnivå.

NGU har, ut ifra resultater fra forundersøkelser, laget en tolkning av strukturgeologien langs tunneltraseen. Tolkningen vises i Figur 3.2. Figuren viser at tunneltraseen (blå linje) er forventet å krysse gjennom fem ulike hovedbergartsgrupper ("Prekambrisk grunnfjell, porfyrisk granitt" og "Prekambrisk grunnfjell, granittisk til granodiorittiske gneiser" er slått sammen).



Figur 3.2: Tolkning av strukturgeologien langs tunneltrasé (Solli & Nordgulen, 2014). Nord er rett opp.

Tabell 3.1 viser en oversikt over hvilke hovedbergartsgrupper som er forventet å finne i tunnelnivå. Nærmere beskrivelse av bergartene følger i avsnittene under. Det presiseres at bergartsgrensens antatte plassering og fall (retning og vinkel) er meget usikker. Påfølgende avsnitt er basert på ingeniørgeologisk rapport til konkurransegrunnlaget, se Dammyr et al. (2019, 2020, 2019).

Tabell 3.1: Bergartsfordeling i tunnelnivå (Dammyr et al., 2019, 2020, 2019).

Profilnr.	Hovedbergartsgruppe	Bergartsgrense
1089-6600	Ryfylkeskifer	Profil 6600: steil bergartsgrense
6600-11620	Karmøy ofiolitt	Profil 11620: steil bergartsgrense
11620-18100	Karmøy ofiolitt og Torvastad- og Visnesgruppen	Profil 18100: fall 50°SØ (skyvedekke)
18100-18325	Storheia og Boknafjorden dekke	Profil 18325: fall 50°SØ (skyvedekke)
18325-18420	Ryfylkeskifer	Profil 18420: skyvedekke med fall 50°SØ
18420-27682	Autokton grunnfjellsgneis og granitt	

Fra profil 1089-6600 er det forventet at tunnelen skal gå gjennom Ryfylkeskifer (grønn farge på Figur 3.2) som består av fyllitt, glimmerskifer og kvartsrik skifer. Ryfylkeskiferen er observert i nærliggende anlegg, som f.eks. Byfjordtunnelen og sidetunnelen på Mekjarvik, og fra kjerneboring på Tungenes. På bakgrunn av dette beskrives bergartsgruppen som en grågrønn, finkornet og sterkt småfoldet glimmerskifer/fyllitt med krøllet struktur. Stedvis er det innslag av kvartsitt, granat, pyritt og grafitt. I området er det også en mindre kvartsrik fyllitt som er gråsvart i fargen på grunn av høyere glimmerinnhold. Tabell 3.1 og Figur 3.2 viser at det er forventet at Ryfylkeskiferen også krysser tunnelen ved profil 18325-18420, men det er stor usikkerhet om dette er tilfelle.

Fra profil 6600-11620 er det forventet at tunneltraseen skal gå gjennom Karmøy ofiolitt (rød farge på Figur 3.2), som består av gabbro, intrusivt mafisk og ultramafisk berg. Denne bergartsgruppen er observert fra kjerneboring på Alstein som besto av plagioklasrik gabbro med innslag av pyritt og granat. Bergarten er stedvis foliert og varierer mellom å være fin- og grovkornet. På bakgrunn av erfaringer fra nærliggende anlegg, antas det at tunnelen i området ikke vil krysse Storheia og Boknafjorden skyvedekke (oransje farge), til tross for at Figur 3.2 antyder dette.

Videre fra profil 11620-18100 fortsetter tunnelen i Karmøy ofiolitt og Torvastad- og Visnesgruppen (henholdsvis rød og brun farge på Figur 3.2). Forventede bergarter i dette området består av grønnstein, grønnskifer, glimmer/klorittskifer, tuff, lavabreksje, svartskifer, fyllitt og diabasganger. I dette området passerer tunnelen under Kvitsøy, hvor det har vært utført feltkartlegging, kjerneboring, kjerneboring fra skip og prøvetaking med ROV ("Remotely Operated Vehicle") fra havbunnen. Feltkartlegging på Kvitsøy indikerer at grønnstein og grønnskifer er dominerende bergarter. Grønnskiferen hadde tydelig putelavastruktur og det ble observert klo-

ritt på sprekkeflater og overflateforvitring. Kjerneboring fra Hestholmen, Sauholmen og Krågøy indikerer grønnstein i øvre del av kjerneboringene og svartskifer og grønnskifer i nedre del av hullene, samt innslag av kvartslinser. Bergartsprøve samlet inn av ROV ved ca. profil 17000 viser grønnstein. Fyllitt, svartskifer, grønnskifer og sandstein ble påvist i borehull (nummer 1 og 2) fra skip.

Ved profil 18100-18325 er det forventet at tunnelen skal gå inn i Storheia og Boknafjorden dekke (oransje farge på Figur 3.2). Forventede bergarter er granittisk gneis og amfibolitt- og glimmerskifer med marmorlinser. Det er knyttet stor usikkerhet til om denne bergartsgruppen vil treffe tunnelnivå i dette området.

Fra profil 18420-27682 er det forventet at tunnelen går gjennom prekambriske bergarter (rosa og lilla farge på Figur 3.2). Dette inkluderer autokton grunnfjellsgneis og granitt og granittisk til granodiorittisk gneis med kropper av gabbro. En bergartsprøve hentet opp med ROV ved profil ca. 19300 besto av granittisk gneis. Borehull 4 fra skip (ved profil 20000) påviste granittisk til granodiorittisk gneis. Kjerneboring fra Arsvågen i 2013 og 2016 påviste henholdsvis granittisk gneis med innslag av gabbro og kvarts og granittisk gneis. Det antas at Ryfylkeskiferen ligger over grunnfjellet i dette området, men det er usikkert hvor dypt den ligger. Dersom det skulle vise seg at den ligger dypt kan Ryfylkeskifer forventes i området.

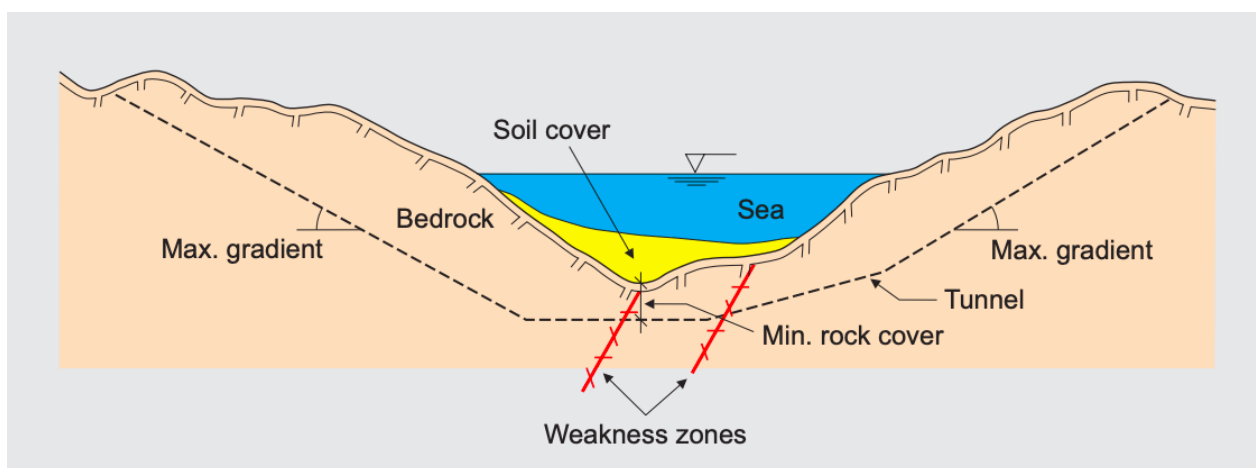
Avsnittene over indikerer at det er komplekse og varierte geologiske forhold langs Rogfasttunnelen, som kan føre til ulike utfordringer under drifvingen.

Kapittel 4

Svakhetssoner og sikringsmetoder i undersjøiske tunneler

Dette kapitlet fokuserer på svakhetssoner, sikringsmetoder og undersøkelsesmetoder i undersjøiske tunneler. Kapitlet er delvis basert på prosjektoppgaven, se Larsen (2019).

Undersjøiske tunneler kjennetegnes av at de krysser fjorder eller streder. Fjorder og streder er ofte definert av forkastninger og svakhetssoner som er lokalisert i den dypeste delen. Dette resulterer i at undersjøiske tunneler ofte krysser svakhetssoner i de dypere delene av tunnelen, som ofte allerede er kritisk med hensyn til lav bergoverdekning og høyt vanntrykk (Nilsen, 2009). Figur 4.1 viser et typisk profil av en undersjøisk tunnel med svakhetssoner.



Figur 4.1: Typisk profil av en undersjøisk tunnel med svakhetssoner lokalisert i de dypeste områdene av tunnelen (Nilsen, 2009).

Svakhetssoner kan føre til utfordringer i forbindelse med undersjøiske tunneler, både under driving og etter ferdigstillelse. Kritiske hendelser som kan oppstå er rasutvikling eller vanninnlekkasje. Et ras kan være katastrofalt dersom rashøyden overgår minste bergoverdekning og vann begynner å fosse ukontrollert inn. For å unngå slike hendelser er det helt nødvendig å ha kunnskap om svakhetssonenes egenskaper, samt å iverksette tilstrekkelige sikringstiltak.

4.1 Svakhetssoner: dannelse og egenskaper

Ifølge Palmstrøm (2009) kan en svakhetszone defineres som en del, lag eller sone i grunnen som har betydelig lavere mekaniske egenskaper enn de omkringliggende bergmassene. Svakhetssoner dannes på flere ulike måter og har følgelig ulike egenskaper.

4.1.1 Inndeling av svakhetssoner

Svakhetssoner kan klassifiseres på ulike måter. I det følgende vil to måter å klassifisere svakhetssoner bli presentert. Dammyr et al. (2017) deler svakhetssoner inn i tre kategorier. Figur 4.2 viser en illustrasjon av de tre typene svakhetssoner.

Svakhetszone type 1:

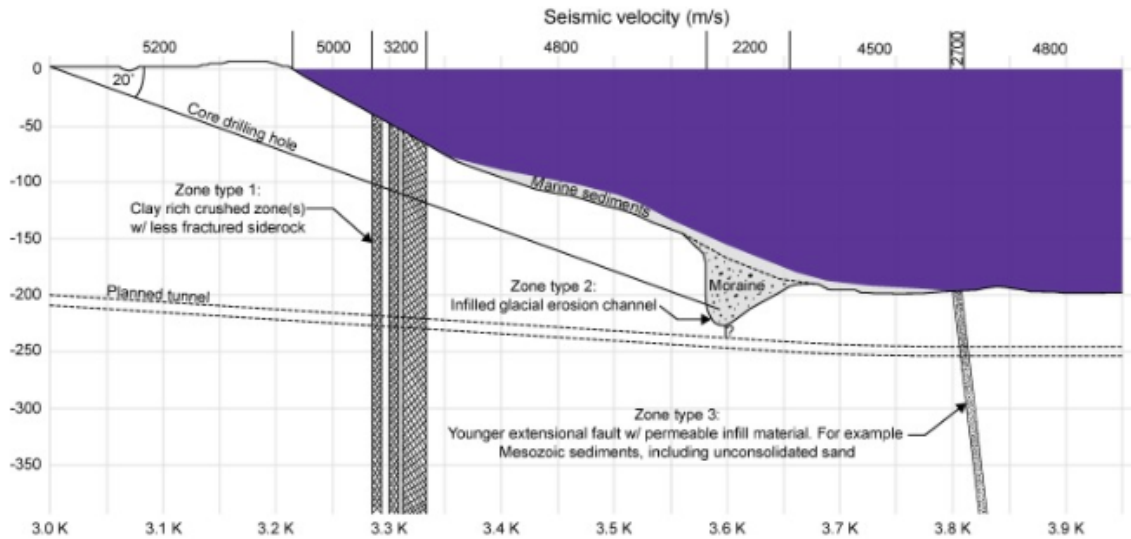
Svakhetszone type 1 kjennetegnes av sterkt oppsprukket berg med sleppemateriale. Sleppematerialet kan inneholde svelleleire, som kan føre til konvergens og overbelastning på sikringskonstruksjonen. Sonen kan bli ekstra krevende dersom det i tillegg forekommer vanninnslag, som kan føre til en redusert ståtid og stabilitetsproblemer. Svakhetszone type 1, i kombinasjon med høye horisontalspenninger eller betydelig overdekning, kan føre til skvising. Denne typen svakhetszone har blitt møtt på i flere undersjøiske tunneler som er drevet i Norge.

Svakhetszone type 2:

Svakhetszone type 2 inneholder glasialt materiale, som f.eks. kan være avsatt i glasiale erosjonskanaler. Erosjonskanalene er ofte dype og kan være vanskelig å oppdage i forundersøkelsene (Dammyr et al., 2017). Særlig langs kysten kan det forekomme dype erosjonskanaler. Dette er fordi kyststrøkene ligger et stykke unna isens maksimumspunkt, som fører til at ikke all forvitringen er fjernet av isbreene (Nilsen & Palmstrøm, 2001).

Svakhetszone type 3:

Svakhetszone type 3 er soner med forkastningsmaterialer. Disse sonene har ofte høy permeabilitet og kan bestå av knust materiale med store kornstørrelser og lite finstoff. Langs kysten er det vanlig med forkastningssoner som inneholder mesozoiske sedimenter.



Figur 4.2: Svakhetszone type 1, 2 og 3 (Dammyr et al., 2017).

Broch & Nilsen (2012) deler svakhetssoner inn i svake bergartslag og tektoniske bruddsoner. Hovedforskjellen på disse sonene er dannelses måte.

Svake bergartslag:

Svake bergartslag er lag som har lavere styrke enn de omkringliggende bergområdene. Slike lag kan være dannet primært eller de kan være et resultat av sekundære prosesser. Dersom svake bergartslag er dannet primært kan det skyldes svake mineral Kornbindinger i bergarten. Dette kan forekomme i metamorfe eller unge sedimentære bergarter. Primært dannede svake bergartslag kan også være et resultat av et høyt innhold av parallellorienterte mineraler. Slike mineraler inkluderer glimmer, kloritt, talk og grafit.

Sekundære prosesser som forvitring, omvandlingsreaksjoner eller utluting kan også føre til svake bergartslag. Fellesnevneren for slike prosesser er at mineral som primært var sterke omvandles til svake mineral eller fjernes helt. I tillegg regnes pegmatittganger, unge diabasganger, forkastningssoner, rekrystalliserte skyveplan og rivningsbrekksjer til svake bergartslag.

Tektoniske bruddsoner:

Tektoniske bruddsoner er dannet som et resultat av at de har vært utsatt for tektoniske spenninger. Sonene har som oftest vært utsatt for skjærspenninger, men kan også være et resultat av strekkspenninger. Tektoniske bruddsoner kan videre deles inn i spaltesoner og knusningssoner. Spaltesoner kjennetegnes av at de har en klar bredde og et relativt uoppsprukket sideberg, som gjør det mulig å se hvor sonen starter og slutter. Knusningssoner kjennetegnes ved at det er en gradvis overgang fra det oppknuste partiet og ut til sideberget.

4.1.2 Svelleleire i svakhetssoner

Som nevnt ovenfor kan svakhetssoner inneholde svelleleire. Svelleleire har en egenskap som gjør at den sveller (utvider seg) ved eksponering av vann. Leiren dannes ved kjemisk og mekanisk nedbrytning av bergarter og er derfor vanlig i norske tunneler. Utfordringen med svelleleire er at den kan få et høyt svelletrykk, som kan føre til brudd i sikringskonstruksjon eller eventuell utrasning i tunnel. Svelleleire kan forekomme bak løse blokker, generelt fordelt på sprekker eller i svakhetssoner (Dammyr et al., 2020). Det er derfor viktig å ha kunnskap om tunnelen vil møte svelleleire, slik at hensiktsmessig sikring kan settes inn og kritiske hendelser unngås. Svelleleire kan påvises i laboratorietester som frisvellingstest og svelletrykkmåling i ødometer. Disse testene er nærmere beskrevet i Kapittel 6.3. Det er vanlig å anta at ca. 30 % av svelletrykket som måles i en svelletrykktest vil belaste sikringskonstruksjonen (Vegdirektoratet, 2020b). I felt kjennetegnes svelleleire ved at den blir såpeglatt dersom den gnis mellom fingrene (Broch & Nilsen, 2012).

4.2 Kartlegging av svakhetssoner

Svakhetssoner kan føre til omfattende utfordringer, som kan ha konsekvenser for sikkerhet, økonomi og fremdrift. For å redusere omfanget av potensielle utfordringer er det viktig å ha informasjon om svakhetssonenes egenskaper og plassering. Dette kan oppnås ved en tilstrekkelig grad av kartlegging. Kartlegging kan gjennomføres både som forundersøkelser før driving, men også som undersøkelser under driving. Under kartlegging er det ønskelig å tilegne seg informasjon om svakhetssonenes karakter, stabilitetsforhold og plassering. Dette innebærer blant annet mektighet, ståtid, orientering i forhold til tunnelen, materialinnhold og lekkasjeforhold.

Det kan være vanskelig å bestemme riktig omfang av forundersøkelser og undersøkelser under driving. Nilsen (2019) anbefaler at forundersøkelsene i undersjøiske tunneler bør utgjøre 5-15 % av kostnaden for sprengning og utlastning, inkludert rigging. Kostnaden for undersøkelser under driving anbefales å utgjøre 2-5 % av kostnaden for sprengning og utlastning, inkludert rigging.

4.2.1 Forundersøkelser

Forundersøkelser utføres før drivingen av tunnelen startes. I undersjøiske tunneler kan forundersøkelser være utfordrende fordi store deler av traseen er dekket av vann. Dette resulterer i at resultatene fra forundersøkelsene blir usikre, og at det ikke er full kontroll på geologiske forhold ved drivestart (Nilsen, 2009). Ifølge Nilsen (2015) kan forundersøkelser i forbindelse med undersjøiske tunneler deles inn i fem steg:

1. **Gjennomgang av bakgrunnsmateriale.** Første steg inkluderer en gjennomgang av geologiske kart, flyfoto og innsamling av erfaring fra nærliggende prosjekter.
2. **Ingeniørgeologisk kartlegging på land.** I undersjøiske tunneler begrenser dette seg til landområdene på hver side av fjorden og til eventuelle øyer over traseen. Bergarter, svakhetssoner og sprekker er viktig å kartlegge. Svakhetssoner kan ofte identifiseres som kløfter eller forsenkninger i terrenget (Broch & Nilsen, 2012). Under feltkartleggingen blir det utført strøk- og fallmålinger og det samles inn prøver som skal testes i laboratorium.
3. **Refleksjonsseismikk.** Steg tre innebærer å benytte refleksjonsseismikk for å finne dybden til hvert geologiske lag og dybde til bergoverflaten der den er dekket av løsmasser.
4. **Refraksjonsseismikk.** Refraksjonsseismikk benyttes for å finne dybde til bergoverflaten og seismisk hastighet til de ulike lagene. Den seismiske hastigheten kan videre indikere kvaliteten på bergmassen. Refraksjonsseismikk og sammenheng mellom seismisk hastighet og bergmassekvalitet forklares mer detaljert i Kapittel 5.1.
5. **Kjerneboring.** Kjerneboring utføres for å få informasjon om bergmassestrukturen, grunnvannsforhold, innhente prøver til laboratorietester, bekrefte eller avkrefte den geologiske modellen og få informasjon om bergartsgrenser. Geofysiske undersøkelser og vann-tapsmålinger utføres i borehullene, i tillegg til at kjerneprøvene logges. Kjerneboring blir mer detaljert forklart i Kapittel 5.2.

4.2.2 Undersøkelser under driving

Til tross for omfattende forundersøkelser vil det ikke være full klarhet i de geologiske forholdene ved drivestart av en undersjøisk tunnel. Det er derfor nødvendig med undersøkelser under driving for å supplere forundersøkelsene.

Ingeniørgeologisk kartlegging

Ifølge Vegdirektoratet (2020a) skal geologisk kartlegging gjennomføres langs hele tunnellengden og i hele tunnelprofilen. Kartlegging er viktig å gjennomføre for å registrere forhold som har betydning for stabiliteten. Det er viktig at kartleggingen gjennomføres før sikring blir påført og av personell med geologisk bakgrunn.

Q-metoden

Ifølge Vegdirektoratet (2020a) skal Q-metoden benyttes for å klassifisere bergmassen under driving av tunnel. Q-metoden er en klassifiseringsmetode utviklet av NGI i 1974, som gir en indikasjon på bergmassens stabilitet. En høy Q-verdi indikerer høy stabilitet, mens en lav verdi indikerer lav stabilitet. Metoden baserer seg på at stabiliteten til bergmassen avhenger av oppsprekkingsgrad, friksjonsforhold langs sprekker og spenningsforhold. For å regne ut Q-verdien benyttes Likning 4.1 (NGI, 2015).

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

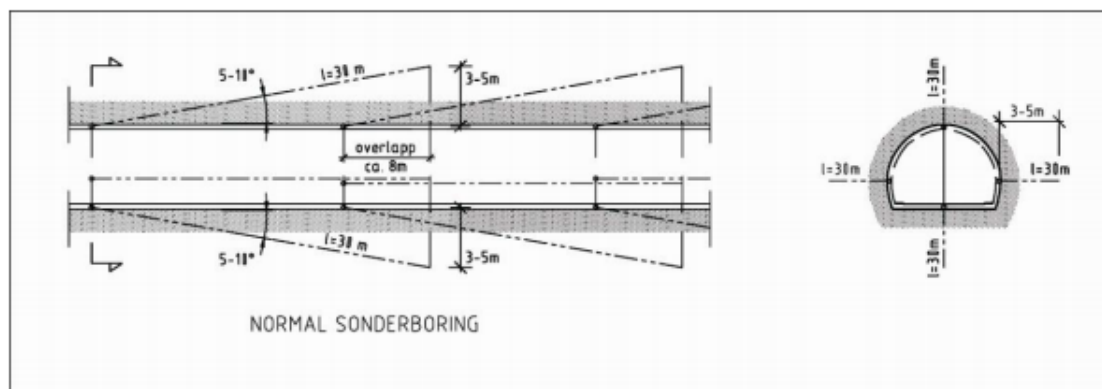
Parameterene i Likning 4.1 defineres som følger:

- RQD ("Rock Quality Designation") = oppsprekkingsfaktor
- J_n = tall for sprekkesett
- J_r = sprekkeruhetstall
- J_a = tall for sprekkefylling
- J_w = sprekkevannstall
- SRF ("Stress Reduction Factor") = spenningsfaktor

Parameterene bestemmes ut fra kartlegging i tunnel, fra felt eller fra borkjerner ved hjelp av beskrivelse i tabeller tilhørende hver parameter. Q-verdien kan videre brukes til å angi en bergklasse og en sikringsklasse som indikerer nødvendig grad av permanent sikring. Dette gjøres ut fra diagrammet i Vedlegg D eller tabellen i Vedlegg E. Diagrammet i Vedlegg D er basert på analyser av eksisterende tunneler. Diagrammet kan brukes til å finne hensiktsmessig bolteavstand, sprøytebetongtykkelse, boltelengde, energiabsorpsjonsklasse for fiberarmert sprøytebetong og dimensjonering av armerte sprøytebetongbuer. I tillegg til Q-verdien avhenger anbefalt sikring av bergrommets dimensjoner og fremtidig bruksområde (NGI, 2015). Tabellen i Vedlegg E er utarbeidet av Vegdirektoratet (2020a) og gir en sammenheng mellom Q-verdi, bergmasseklasse og sikringsklasse for permanent sikring.

Sonderboring og boreparametertolkning

Systematisk sonderboring er en undersøkelsemetode under driving og er ifølge Vegdirektoratet (2020a) et krav i undersjøiske tunneler under kote 0. Hensikten med sonderboring er å få informasjon om bergkvalitet og vannlekkasjer foran stoff. I undersjøiske tunneler skal sonderboring utføres over tunnelnivå i tillegg til foran stoff. Sonderboring skal starte minimum 25 m før kritisk område, f.eks. i forbindelse med svakhetssoner (Vegdirektoratet, 2020a). Resultatene fra sonderboringen brukes til å avgjøre om det er nødvendig med forinjeksjon, forbolting, reduserte salvelengder eller ytterligere sonderboring. Figur 4.3 viser en prinsippskisse av sonderboring. Figuren viser at sonderboringene utføres med en vinkel ut fra tunneloverflaten og at sonderboringene overlapper. I spesielt krevende soner kan sonderboring kombineres med kjerneboring. Undersøkelser under driving kan også inkludere boreparametertolkning av MWD-data ("Measurement While Drilling"). Metoden bruker boreloggen fra salve-, bolte-, sonder-, eller injeksjonsboring til å få informasjon om bergmassehardhet, oppsprekkingsgrad og vanninntrengning (Vegdirektoratet, 2020b).



Figur 4.3: Prinsippskisse av sonderboring (Vegdirektoratet, 2020b).

Seismikk på stoff

Seismikk på stoff er en metode for undersøkelse under driving som kan benyttes i tillegg til tradisjonelle undersøkelser som kjerneboring og sonderboring. Seismikk på stoff benytter prinsippene bak refleksjonsseismikk og kan gi informasjon om ingeniørgeologiske forhold inntil 150 m foran stoff. Det er flere fordeler med seismikk på stoff, blant annet at metoden er egnet til å oppdage svakhetssoner, påvise vann og at den kan benyttes både med TBM og konvensjonell driving. Ulemper med metoden er at den forstyrrer tunneldriften, tolkningene er ikke entydige og metoden må kombineres med andre ingeniørgeologiske undersøkelser. Denne metoden har vært mest brukt i internasjonale prosjekter, men er prøvd i Ryfast-prosjektet og i sidetunnelene på Rogfast. Planen er å benytte metoden under driving av hovedløpet til Rogfasttunnelen (Nordbø, 2019).

4.3 Sikringsmetoder

Sikring i undersjøiske tunneler er svært viktig for å gjøre tunnelen trygg å ferdes i og for å forhindre uønskede hendelser som ras eller innlekkasjer. I en undersjøisk tunnel er det spesielt viktig at sikkerheten opprettholdes fordi det er svært begrensede rømningsmuligheter.

Det finnes flere forskjellige sikringsmetoder og valg av metode avhenger av flere faktorer deriblant drivemetode, ingeniørgeologiske forhold, anleggets tilgjengelighet, økonomi, tid og entreprenørens erfaringer (Broch & Nilsen, 2012). I det følgende kapitlet vil det fokuseres på sikringsmetoder som er benyttet i norske tunneler og som er tilpasset boring og sprengning som drivemetode.

Det skilles mellom arbeidssikring og permanent sikring. Arbeidssikring utføres for å sikre tunnelen under driving og har som hensikt å gjøre tunnelen til en trygg arbeidsplass. Permanent sikring har som hensikt å gjøre tunnelen trygg å ferdes i for dem som skal bruke den. Omfanget av nødvendig permanentsikring avhenger av bruksformålet til tunnelen. Første steg, i både midlertidig og permanent sikring, er vanligvis rensk, som innebærer å fjerne løst berg. Rensk er tidkrevende og kostbart og er i tillegg en farlig arbeidsoperasjon, men likevel viktig for å opprettholde sikkerheten (Broch & Nilsen, 2012).

4.3.1 Metode for driving og sikring frem mot og gjennom svakhetssoner

I Håndbok V520 er det utarbeidet en metode for driving og sikring frem mot og gjennom svakhetssoner. En forkortet versjon av metoden gjengis i Tabell 4.1, som er hentet fra Håndbok V520.

Tabell 4.1: Metode for driving og sikring frem mot og gjennom svakhetssoner fra Håndbok V520 (Vegdirektoratet, 2020b).

Steg	Metode/tiltak
1	En ”sikker sone” etableres ca. 8-10 m foran stuff når en svakhetsone er oppdaget. Det vurderes om det må benyttes ytterligere sonderboring, kjerneboring og injeksjon.
2	Det bores kontrollhull og det utføres ny injeksjon om nødvendig.
3	Drenasjehull bores dersom det er nødvendig å lede vann fra stuff.
4	Utvidelse av sprengningsprofil for å få plass til tung sikring. Forbolter og korte salver vurderes og iverksettes før svakhetssonen er synlig på stuff.
5	Forbolter installeres.
6	Forboltene sikres i bakkant.
7	Redusert salvestørrelse og delt tverrsnitt vurderes i forhold til bergmassen.
8	Skjev stuff rettes opp. Spesielt viktig dersom buer skal monteres.
9	Rensk etter salve og utlastning.
10	Kartlegging. Arbeid- og permanentsikring bestemmes.
11	Hele profilet sprøytes (tykkelse 15-25 cm). Stuff kan også sprøytes.
12	Systematisk bolting gjennom sprøytebetong. Boltene gyses.
13	Videre sikring med f.eks. sprøytebetongbuer. Ny vurdering av sonderboring, injeksjon, forbolter, salvestørrelse osv. til svakhetssonen er passert.

Som Tabell 4.1 viser benyttes forinjeksjon, forbolting, sprøytebetongbuer, sprøytebetong og bolter som sikringsmetoder i svakhetssoner. Disse metodene blir beskrevet mer detaljert i de påfølgende avsnittene.

Tabell 4.1 viser at redusert salvelengde og oppdelte salver benyttes i møte med svakhetssoner. Disse tiltakene vil føre til en mer forsiktig og skånsom drivemetode, som igjen vil føre til mindre rystelser. Det vil også gi mulighet til å etablere nødvendig sikring hurtigere (NFF, 2008).

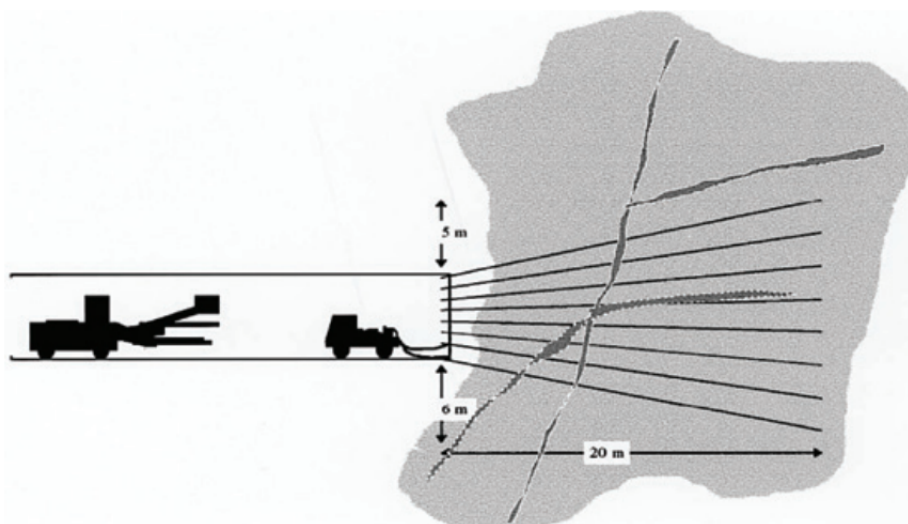
4.3.2 Sikring foran stuff

I dette delkapittelet vil sikringsmetoder foran stuff beskrives.

Injeksjon

Injeksjon er en sikringsmetode som benyttes for å hindre innlekkasjer foran stuff. Injeksjon benyttes i soner med høy vannføring som f.eks. svakhetssoner, tett oppsprukket berg og dyprenner med løsmasser. Bergmassens stabilitet øker under injeksjon, som fører til at den blir lettere å

drive gjennom (NFF, 2008). Injeksjonsomfanget bestemmes av tetthetskrav og påtrufne vannmengder. I områder med setningsfare eller sårbart nærmiljø utføres vanligvis systematisk injeksjon (Vegdirektoratet, 2020b).

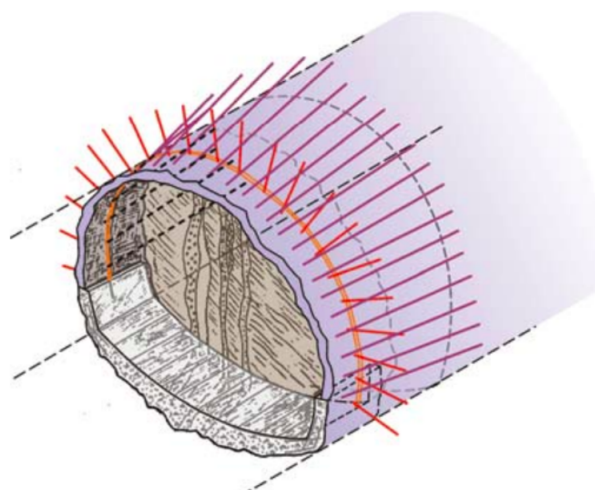


Figur 4.4: Prinsippskisse av forinjeksjon i tunnel (NFF, 2010).

Figur 4.4 viser en prinsippskisse av forinjeksjon. Ved injeksjonsboring bores det borehull fra tunnelriggen (topphammerboring). Typisk skjerm lengde for injeksjonsboring er 18 til 24 m og det bores med en vinkel på 5° til 10° i forhold til tunnelaksen. Selve injeksjonen utføres fra en injeksjonsrigg og det vanligste er å starte injeksjonen i sålen og så fortsette videre opp mot hengen. Sementbaserte injeksjonsmidler er vanligst å bruke i Norge (NFF, 2010).

Forbolter

Forbolter betraktes vanligvis som en midlertidig sikringsmetode og har som hensikt å bevare det teoretiske tverrsnittet til man får etablert permanent sikring. Det er vanlig å benytte forbolter i kombinasjon med sprøytebetongbuer og da inngår forboltene i den permanente sikringen. I slike tilfeller er det viktig at boltene er korrosjonsikret. Dersom forbolter benyttes i kombinasjon med sprøytebetongbuer har forboltene som hensikt å armere berget/sprøytebetongen mellom buene og på den måten bidra til å fordele lasten på buene i lengderetningen. Det er vanlig med 6 m lange forbolter, og den vanligste typen som benyttes er kamstålbolter som gyses for å oppnå samvirke mellom bolt og bergmasse (NFF, 2008). Figur 4.5 viser en prinsippskisse av en tunnel der forbolter er brukt i kombinasjon med sprøytebetongbuer og sålestøp.



Figur 4.5: Forbolter i kombinasjon med sprøytebetongbuer og sålestøp. Modifisert etter (NFF, 2008).

Frysing

Frysing er en midlertidig sikringsmetode som benyttes dersom det skal drives gjennom områder med spesielt dårlige bergmasseforhold. Aktuelle situasjoner hvor frysing er benyttet som sikringsmetode er ved utrasning på stuff eller ved minimal bergoverdekning i kombinasjon med dårlig bergmassekvalitet. Ulempen med frysing som sikringsmetode er at metoden er kostbar og tidkrevende (Broch & Nilsen, 2012).

Frysing utføres ved at det bores borehullsskjermer rundt tunnelprofilen som det installeres fryserør i. Saltlake eller nitrogen benyttes som frysemedium. Ved at laken sirkulerer i fryserørene trekkes varmen ut fra berget og fryses. Deretter kan det drives forsiktig videre gjennom det nedfrosne profilet. Til slutt installeres permanent sikring (Broch & Nilsen, 2012).

4.3.3 Sikring i profilet

I dette delkapittelet vil sikringsmetoder i profilet beskrives.

Bolter og sprøytebetong

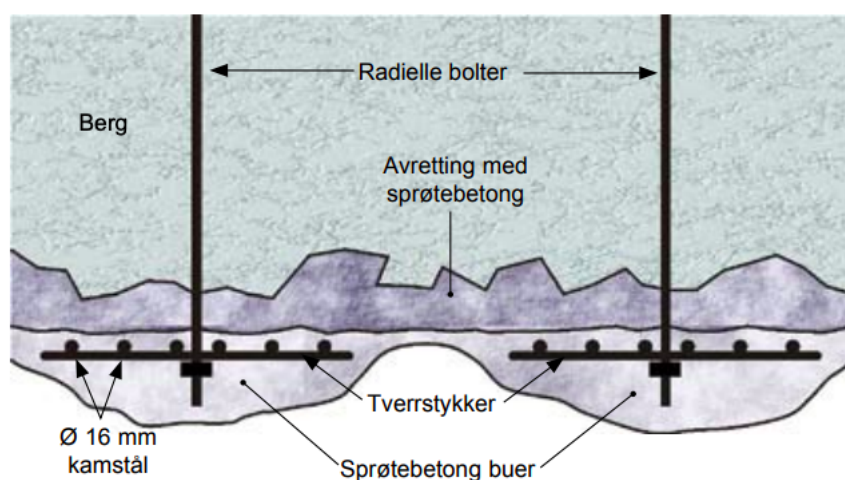
Bolter og sprøytebetong er en vanlig sikringskombinasjon i norske tunneler. Denne kombinasjonen er ofte tilstrekkelig som permanent sikring, men kan kombineres med tyngre bergsikring i områder med dårlige bergmasseforhold (Vegdirektoratet, 2020b). Det finnes flere forskjellige boltetyper. Aktuell boltetype bestemmes av hvor hurtig det er nødvendig at boltene skal bære last, hvor stor deformasjon boltene må tåle og hvor tung last boltene skal bære (Li, 2018a). Boltetettheten bestemmes av kvaliteten på bergmassen. På steder med god kvalitet på bergmassen kan spredt bolting være tilstrekkelig, mens i områder med dårlig bergmassekvalitet kan det være

nødvendig med systematisk bolting (Nilsen, 2015). I norske tunneler er det vanlig å bruke dobbelt korrosjonssikrede og fullt innstøpte bolter til permanent sikring. Dobbelt korrosjonssikrede bolter innebærer at boltene både er varmforsinket og pulverlakkerte. Korrosjonssikrede bolter er spesielt viktig i undersjøiske tunneler som er dekket av saltvann. I norske tunneler påføres det sprøytebetong med minimum 80 mm tykkelse, mens i de undersjøiske delene av en tunnel skal minimum gjennomsnittlig sprøytebetongtykkelse være 100 mm (Vegdirektoratet, 2020b).

Armerte sprøytebetongbuer

Armerte sprøytebetongbuer er en permanent sikringsmetode som benyttes i områder som krever tung bergsikring. I den siste tiden har armerte sprøytebetongbuer erstattet full utstøpning i mange tilfeller. Fordelen med sprøytebetongbuer er at det er en billigere og mindre tidkrevende metode enn f.eks. full utstøpning. Ulempen med sprøytebetongbuer er at de ikke er så hensiktsmessige i møte med svelleleiresoner eller ved gjenoppbygning der det har gått ras (NFF, 2008).

Prinsippet bak sprøytebetongbuer er at dersom det virker høy last på buene vil armeringen starte å virke etterhvert som deformasjonen øker. Armeringens oppgave er da å forhindre videre deformasjon. Buene skal også bære lasten av mellomliggende bergmasse. Figur 4.6 viser et snitt som viser oppbygningen til en sprøytebetongbuekonstruksjon. Radielle bolter benyttes og det er vanlig å utjevne tunnelprofilen med sprøytebetong. På de radielle boltene festes det tverrstykker med kamstål. I Norge har det vært vanlig å benytte 6 stykker Ø 16 mm kamstål i hver bue. Normal avstand mellom buene er mellom 1 og 3 m. En sprøytebetongbuekonstruksjon blir sterkere dersom avstanden mellom buene reduseres, det påføres armeringsjern i flere lag eller tykkelsen på buene økes (NFF, 2008). Figur 4.5 viser sprøytebetongbuer i kombinasjon med forbolter.



Figur 4.6: Snitt gjennom en sprøytebetongbue (NFF, 2008).

Full utstøpning

Full utstøpning er en tidkrevende og kostbar metode. Dette har ført til at det i de siste årene har skjedd en overgang til at armerte sprøytebetongbuer har erstattet full utstøpning i områder med dårlig bergmassekvalitet. Det er derimot tilfeller der det er mest hensiktsmessig å benytte full utstøpning. Dette gjelder f.eks. dersom det skal drives gjennom en mektig svakhetsone som inneholder svelleleire. Full utstøpning har en ufullstendig oppfylling mot konturen. Svelleleiren vil dermed ha mulighet til å ekspandere som igjen reduserer svelletrykket. Full utstøpning vil dermed oppleve et mindre svelletrykk enn det en sikringsmetode som hadde en fullstendig oppfylling mot konturen ville gjøre. I Norge er det vanlig å benytte mobile støpeskjold med lengde 4 - 6 m (Broch & Nilsen, 2012).

4.4 Avsluttende kommentar

Kapittelet kan oppsummeres med at svakhetssoner er komplekse strukturer, som i aller høyeste grad bør prioriteres for at tunnelprosjekter skal bli suksessfulle. Det finnes ulike typer svakhetssoner, som følgelig fører til at svakhetssoner har ulike egenskaper. Dette medfører at det ikke er mulig å lage en generalisert regel for hvordan man skal drive gjennom og sikre en svakhetsone. Hver svakhetsone må vurderes uavhengig av andre påtrufne soner. For å få til dette på en tilfredsstillende måte kreves det at det utføres en tilstrekkelig grad av undersøkelser, både før og under driving. Sikringsmetodene som benyttes må tilpasses hver sone og det er viktig å ikke undersikre, men heller ikke oversikre. Oversikring vil føre til at prosjektet tar lenger tid og at kostnadene blir høyere enn nødvendig. Undersikring kan føre til uønskede hendelser som ras, blokkutfall eller vanninnlekkasje.

Kapittel 5

Grunnlagsmateriale og utførte undersøkelser av spesiell relevans for svakhetssoner

Formålet med dette kapitlet er å presentere grunnlagsmateriale og undersøkelser som er utført i forbindelse med Rogfast-prosjektet. På bakgrunn av dette vil kapitlet avsluttes med å presentere de antatt mest krevende svakhetsoneområdene langs Rogfasttunnelen.

Rogfast har vært planlagt i flere tiår og det har periodevis vært utført forundersøkelser på prosjektet siden 1988 (Holmøy et al., 2015). Forundersøkelser som er utført i forbindelse med Rogfast er som følger (Holmøy et al., 2015; Rønning et al., 2006):

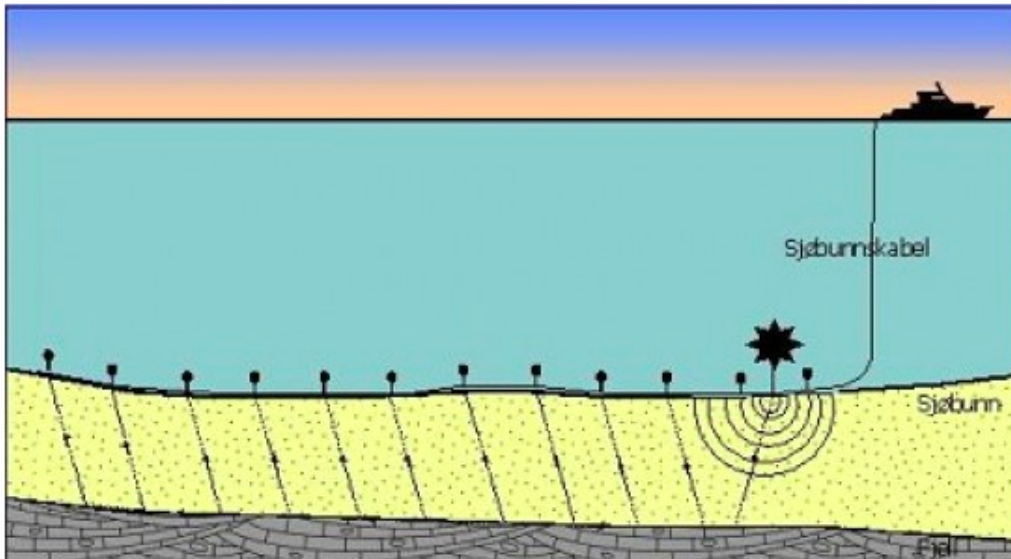
- Forstudie: tolking av kart og flyfoto og erfaringsoverføring fra lignende og nærliggende berganlegg
- Geologisk feltkartlegging
- Seismikk: refleksjon, refraksjon og tomografi
- Kjerneboring fra land og fra skip
- Bergspenningsmålinger
- Laboratorieanalyser
- Vanntapsmålinger (Lugeon-test)
- Innsamling av steinprøver på havbunnen med ROV ("Remotely operated vehicle")
- Magnetiske målinger
- Topografiske og batymetriske målinger

Det foreligger en stor mengde data og resultater fra forundersøkelsene. Å presentere alle undersøkelser som er utført med tilhørende resultater vil være omfattende og utenfor omfanget til denne oppgaven. Det vil derfor i denne oppgaven fokuseres på forundersøkelser som anses som mest relevante i forhold til påvisning av svakhetssoner. Svakhetssoner tolkes i hovedsak ved forstudier av kart og flyfoto, feltkartlegging, refraksjonsseismikk og kjerneboring. Siden hoveddelen av Rogfasttunnelen skal gå under vann er det hovedsakelig refraksjonsseismikk og kjerneboring som er metodene som er benyttet for å påvise svakhetssoner (Dammyr et al., 2020). Det vil derfor fokuseres på disse to metodene i dette kapitlet. Resultater fra andre undersøkelser vil inkluderes der det anses som hensiktsmessig. I tillegg vil det gis en presentasjon av erfaringene fra drivingen av sidetunnelene fordi erfaringene derfra anses som viktige.

5.1 Refraksjonsseismikk

Refraksjonsseismikk er en undersøkelsemetode som benyttes for å bestemme dyp til fjell, gi informasjon om løsmassetyper og indikere kvaliteten på bergmassen. Refraksjonsseismikk kan brukes både over land og sjø. Metoden er en vanlig forundersøkelse i forbindelse med norske undersjøiske tunneler, blant annet fordi den kan benyttes til å påvise svakhetssoner langs tunneltraseen (NGU, 2016).

Figur 5.1 viser en prinsippskisse av refraksjonsseismikk utført på sjøbunnen. Ved refraksjonsseismikk sendes lydbølger, som kan genereres av f.eks. dynamitt, gjennom bakken. Hydrofoner (sjø) eller geofoner (land) fanger opp den første ankomne P-bølgen, som benyttes i tolkningen. Dersom geofonen er plassert nærme lydkilden vil bølgen gå direkte til geofonen, men dersom avstanden øker vil lydbølgen heller gå ned i underliggende lag forutsatt at det laget har en høyere hastighet enn det overliggende laget. Lydbølgene blir deretter sendt videre til en seismograf. Etter at flere gangtider er målt kan et gangtiddiagram konstrueres, som benyttes til å bestemme lagtykkelse og P-bølgehastighet (NGU, 2016).



Figur 5.1: Prinsippskisse av refraksjonsseismikk på sjøbunnen (Geophysix, uå).

Refraksjonsseismikk er mulig fordi ulike medier har ulike elastiske egenskaper, som igjen fører til at lydets forplantningshastighet er ulik. Hastigheten kan på denne måten indikere hvilke typer materialer lydbølgene har gått gjennom. Løsmasser vil f.eks. ha lavere seismisk hastighet enn bergarter (NGU, 2016). Svakhetssoner vil ha lavere seismisk hastighet enn berg med god kvalitet. Generelt kan man si at seismiske hastigheter høyere enn 5000 m/s indikerer berg med god kvalitet, mens seismiske hastigheter under 4000 m/s indikerer svakhetssoner (Nilsen, 2015).

Det er flere usikkerheter knyttet til refraksjonsseismikk. Dette gjelder f.eks. dersom hastigheten avtar nedover i lagene, som kan føre til at lydbølgene brytes feil vei. Andre feilkilder er manglende kontrast mellom lagene, blindsonelag og for stor geofonavstand som fører til at enkelte lag overses. I tillegg forutsetter metoden at undergrunnen kan beskrives med en enkel modell med horisontale lag med homogene seismiske parametre. Dette er nødvendigvis ikke alltid tilfellet i virkeligheten. Dette resulterer i at tolkning av seismisk hastighet er en komplisert og vanskelig prosess med mange feilkilder og at resultatet ikke nødvendigvis vil gjenspeile de virkelige forholdene (NGU, 2016).

Utført refraksjonsseismikk på Rogfast

Tabell 5.1 viser en oversikt over utført refraksjonsseismikk i forbindelse med Rogfasttunnelen. Som tabellen viser er det utført refraksjonsseismikk i 10 omganger langs og rundt tunneltraseen. Det er utført refraksjonsseismikk både på land og på sjøbunnen (Holmøy et al., 2015).

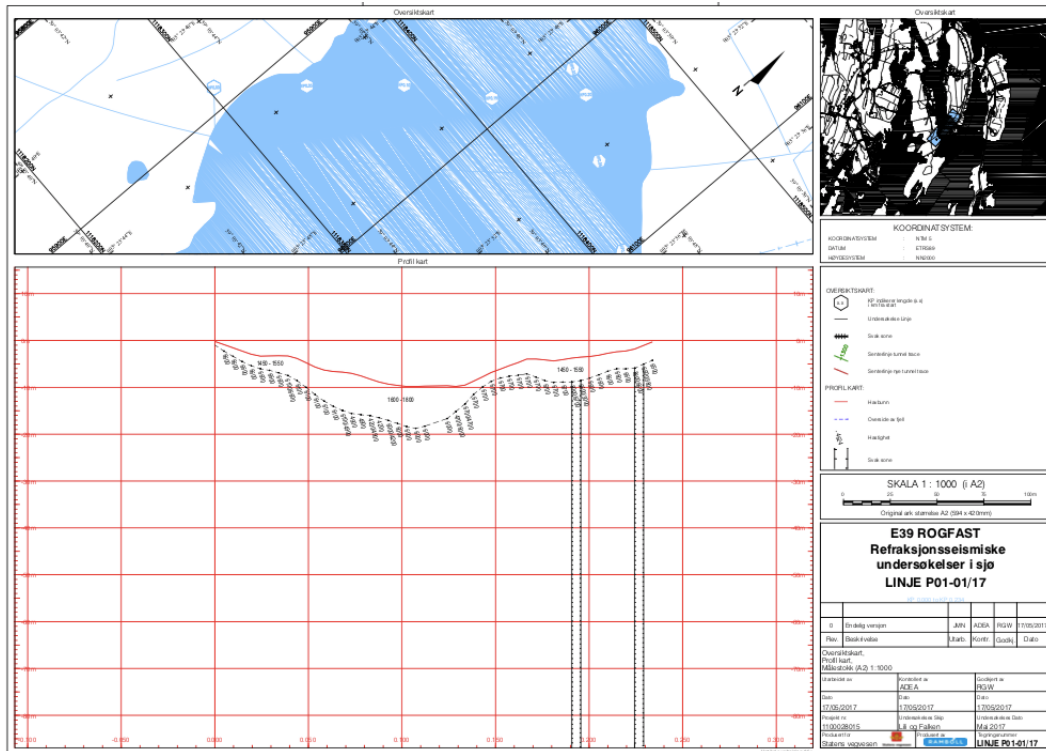
Tabell 5.1: Oversikt over utført refraksjonsseismikk. Basert på informasjon fra Holmøy et al. (2015); Dammyr et al. (2020).

Utført av	År
Geomap AS	2002, 2006, 2013 og 2014
GeoPhysix	2010, 2012 og 2013
Rambøll Danmark	2015, 2016 og 2017

For å illustrere hvordan refraksjonsseismikk er utført på Rogfast er det tatt med et eksempel med utgangspunkt i Rambøll Danmark sin utførelse av refraksjonsseismikk utenfor Kvitsøy i 2017. Under denne utførelsen er det brukt en hydrofonkabel med lengde 115 m og 5 m avstand mellom hydrofonene. Kabelen er lagt ut på havbunnen fra båt og forankret med anker. Energikilden som er benyttet er elektroniske tennere og 25 gram plastisk sprengstoff som er plassert i en avstand på 25-35 m langs kabelen. En 24-kanals seismograf har registrert målingene. For prosessering og nærmere beskrivelse av metodeutførelse henvises det til rapportene fra Rambøll (Rambøll, 2016; Wisén et al., 2017).

Resultater fra undersøkelsene

Etter at prosesseringen av dataene er utført blir seismiske profil lagd. Et eksempel på et slikt seismisk profil er vist i Figur 5.2. Den røde linjen markerer havbunnen, mens den stiplede svarte linjen markerer overside av fjell. Området mellom linjene er dermed antatt til å være løsmasser. De stiplede vertikale linjene indikerer en mulig svakhetszone, tolket ut ifra at de har lavere seismisk hastighet enn de omkringliggende områdene (Dammyr et al., 2020). De seismiske profilene blir deretter projisert inn på lengdeprofil. Der hvor flere seismiske profil dekker et område er det profilet som har minst horisontal avstand til tunnelen som vil benyttes (Holmøy et al., 2015). Lengdeprofilene med antatt plassering av svakhetssoner vises i Vedlegg A, B og C og viser at det er forventet flere svakhetssoner på Rogfast. Svakhetssonene presenteres i Kapittel 5.6.



Figur 5.2: Seismisk profil over sjø ved Kvitsøy, utført av Rambøll i 2017 (Dammyr et al., 2020).

5.2 Kjerneboring

Kjerneboring er en metode som benyttes for å få informasjon om bergarter, bergartsgrenser og oppsprekking langs kjerneborehull. Dette gjøres ved å ta ut en bergartskjerne over et bestemt antall meter. Etter at borkjernen er hentet ut legges den i kjerneborekasser, hvor den deretter logges meter for meter. Under loggingen av kjerneprøvene er det fokus på Q-verdi, svakhetssoner, leirinnhold, bergartsgrenser, foliasjonsretning og sprekkeretning. Borehullet kan etter uttak av prøvene benyttes til lekkasjemålinger eller geofysiske målinger (Vegdirektoratet, 2018).

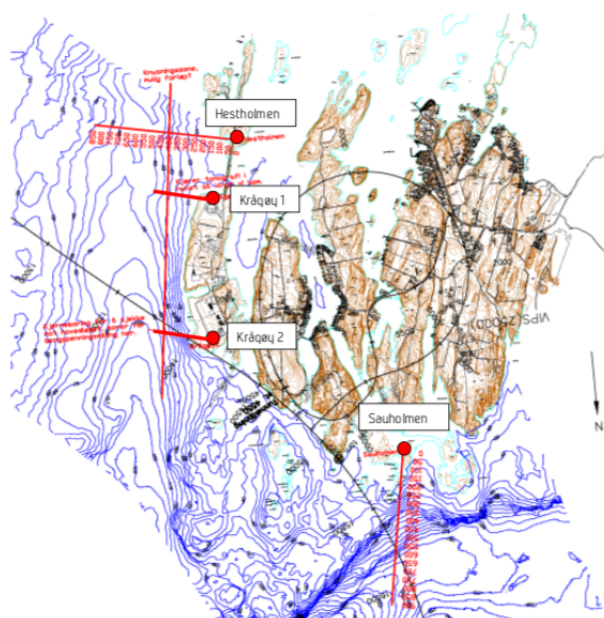
Kjerneboring utføres ved at det benyttes en diamantbesatt rørfornet krone og kjernerør som omslutter borkjernen. Prinsippet bak metoden er vannavkjølt rotasjonsboring. Vanligvis tas det ut tre meter lange borkjerner. Det er mulig å hente ut orienterte kjerner og styrt boring kan benyttes slik at det er mulig å følge tunneltrasé eller andre interessante formasjoner. Mulige feilkilder ved kjerneboring er kjernetap eller at kjernen ødelegges under kjerneboringen. Det er viktig å ha et oversiktlig system for merking av kasser, slik at det er kontroll på hvor de ulike kjerneprøvene er hentet fra (Vegdirektoratet, 2018).

Utført kjerneboring på Rogfast

Kjerneboring er utført fra land og fra skip som en del av forundersøkelsene til Rogfasttunnelen. Tabell 5.2 oppsummerer utførte kjerneboringer. Figur 5.3 viser en oversikt over kjerneboringene utført på Kvitsøy frem til 2015. Enkelte av kjerneborehullene vises på lengdeprofilene i Vedlegg A, B og C.

Tabell 5.2: Utført kjerneboring på Rogfast (Dammyr et al., 2019, 2020, 2019).

Lokasjon	Borehullsnavn
Tungenes	BH-05-2016
Alstein (2011)	Uten navn
Hestholmen	BH-02-11A, B og C
Krågøy	BH-01-11A, B og C
Krågøy Nord	BH-03-11A og B
Krågøy Nord 80°	BH-04-11
Sauholmen	BH-01-10A og B
Kvitsøy (2016)	4 borehull - uten navn
Borehull fra skip (2014), henholdsvis ca. profilnr. 17350, 18000 og 20000	Borehull 1, 2 og 4
Arsvågen (2013)	Uten navn
Arsvågen (2016)	BH-06-2016



Figur 5.3: Oversikt over kjerneboring utført på Kvitsøy frem til 2015. Krågøy og Krågøy Nord er kalt henholdsvis Krågøy 1 og 2 på figuren (Holmøy et al., 2015).

Resultater fra undersøkelsene

Etter kjerneboringene ble kjerneprøvene logget med fokus på bergart, svakhetssoner og Q-verdi. For bilde av kjernekasene og kjernelogger henvises det til ingeniørgeologisk rapport til konkurransegrunnlaget, se Dammyr et al. (2019, 2020, 2019). Flere av hullene måtte avbrytes fordi de ble boret inn i soner med dårlig bergmassekvalitet og kollapset som følge av dette. Dette kan indikere svakhetssoner og gjelder følgende borehull (Dammyr et al., 2020):

- **Hestholmen (BH-02-11A, B og C):** Samtlige hull måtte avbrytes fordi det ble boret inn i en sone med svært dårlig bergmassekvalitet. Denne svakhetssonen knyttes til nord-sør-forkastninger.
- **Krågøy (BH-01-11A, B og C):** Kollaps og fastboring førte til at samtlige hull måtte avbrytes. En minst 65 m lang sone ble boret inn i av hull A og C. Svakhetssonen knyttes til nord-sør-forkastninger.
- **Krågøy Nord (BH-03-11A og B):** En knusningssone øst for Kvitsøy ble boret gjennom. Sonen hadde mektighet på 60 m og en kjerne på 30 m med varierende bergmassekvalitet. Dette er sannsynligvis samme sone som ble møtt fra Hestholmen og Krågøy.
- **Sauholmen (BH-01-10A og B):** Hull A ble avbrutt etter at en sandsleppe med høyt vanntrykk ble boret inn i, som førte til at nedre del av hullet raste sammen. Hull B traff samme sone, men boret gjennom uten særlige problemer.
- **Kjerneboring fra skip:** Flere oppknuste partier, men skyldes trolig selve boringen og ikke dårlig bergmassekvalitet.

Det er flere usikkerheter ved bruk av kjerneboring. For det første er det kun et lite område som blir undersøkt. Dette gjør at selv om en svakhetsone ikke påvises fra et kjerneborhull er det fortsatt en sannsynlighet for at tunnelen vil treffe en svakhetsone i det området. I tillegg kan kjernematerialet bli påvirket av kjerneboringen. Materialet kan ødelegges både under boringen og under opptak av prøver. Dette kan føre til at kvaliteten på bergmassen fremstår dårligere enn den egentlig er. Som nevnt ovenfor var det flere hull som måtte avbrytes under boringen ved boring inn i en av svakhetssoner. Dette resulterer i at det ikke alltid er mulig å undersøke en svakhetsone ved kjerneboring.

5.3 Erfaringer fra drivingen av sidetunnelene

Sidetunneler på Mekjarvik (et løp) og Arsvågen (to løp) er allerede drevet. Disse tunnelene skal benyttes som tverrslag til hovedtunnelen i anleggsfasen. Sidetunnelene på Arsvågen skal i tillegg benyttes som ventilasjonstunneler. Sidetunnelenes trasé går inn til hovedtunnelen på Rogfast og er derfor drevet gjennom samme bergarter som hovedløpet skal drives gjennom.

Dette medfører at det er mulig å benytte erfaringer fra drivingen av sidetunnelene til drivingen av hovedtunnelen. Erfaringene fra sidetunnelen anses derfor som verdifull informasjon som kan supplere allerede utførte undersøkelser og er derfor inkludert i denne oppgaven. Det er likevel viktig å være klar over at sidetunnelene treffer geologiske strukturer, som f.eks. svakhetssoner, med ulik vinkel enn det hovedtunnelen vil gjøre.

Tabell 5.3 viser en oppsummering av nøkkeldata for sidetunnelene på Arsvågen og Mekjarvik.

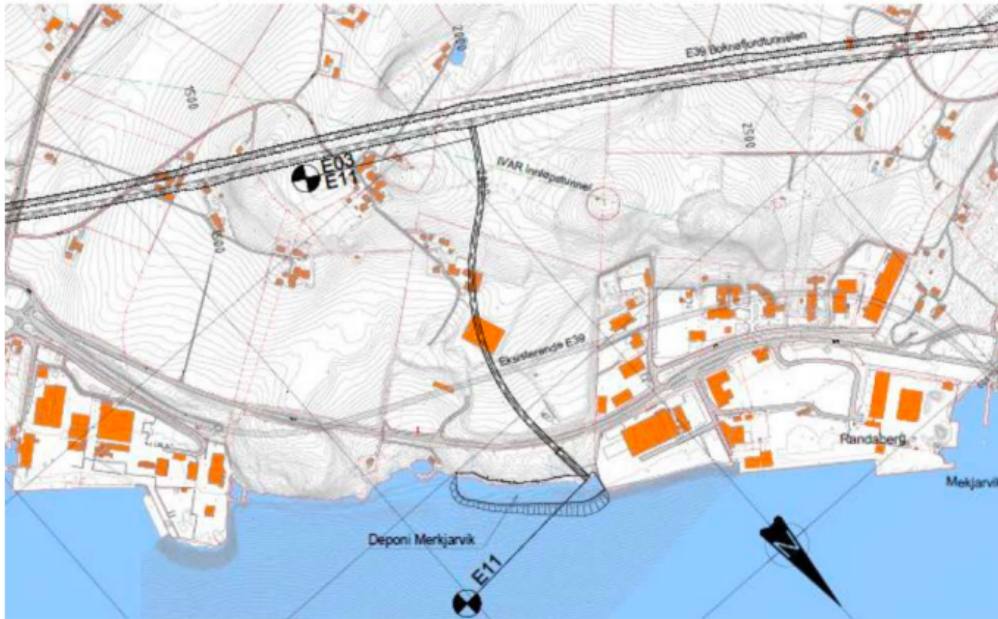
Tabell 5.3: Nøkkeldata til sidetunnelene på Mekjarvik og Arsvågen (Vik et al., 2017; Martinelli et al., 2016; Eldevik & Riste, 2019; Jensen & Eldevik, 2020).

	Sidetunnel Mekjarvik (E11) Løp 30000	Sidetunnel Arsvågen (E13) Løp 34000 Løp 34100	
Lengde løp (m)	630	1910	1960
Tverrsnitt (m²)	88 (T9,5)	76 (T10,5)	49 (T7,5)
Drivemetode	Boring og sprengning	Boring og sprengning	
Driveperiode	Mai - oktober 2018	Mars 2018 - juni 2019	

5.3.1 Sidetunnel Mekjarvik

Beskrivelsen av sidetunnelen på Mekjarvik er basert på ingeniørgeologisk rapport til konkurransegrunlaget, se Martinelli et al. (2016), og ingeniørgeologisk sluttrapport, se Eldevik & Riste (2019). Sidetunnelen er i tillegg befart av undertegnede, masterstudent Kjell-Erik Nordbø og professor Bjørn Nilsen i forbindelse med denne oppgaven. Se Kapittel 6 for nærmere beskrivelse av befaring og laboratorietester.

Sidetunnelen går fra Mekjarvik på Randaberg og inn til det prosjekterte hovedløpet til Rogfast, se Figur 5.4. Sidetunnelen treffer hovedtunnelen ved ca. profil 2000 i hovedtunnelen. Tunnelen er plassert i geoteknisk kategori 2 fordi vanskelighetsgraden var satt til å være middels, og pålitelighetsklassen var satt til middels, blant annet fordi det forventes å være begrenset ferdsel etter anleggsfasen. I tillegg er ikke tunnelen undersøisk.



Figur 5.4: Sidetunnel Mekjarvik (Eldevik & Riste, 2019).

Forundersøkelser utført i forbindelse med tunnelen inkluderer seismikk langs deler av traseen og ingeniørgeologisk kartlegging. Det er også utført et forstudie av kart, flyfoto og det er innhentet erfaringer fra nærliggende anlegg. Sidetunnelen går over Byfjordtunnelen ved profil ca. 260 med en avstand på ca. 16 m. Sidetunnelen går i tillegg under innløpstunnelen til Sentralrenseanlegget på Nord-Jæren (SNJ) ved profil ca. 650 med en avstand på ca. 17 m. Det at tunneltraseen til sidetunnelen krysser over og under to eksisterende tunneler gjorde det mulig å hente erfaringer fra de tunnelene før drivestart. Byfjordtunnelen er drevet i fyllitt, mens SNJ er drevet i fyllitt og glimmerskifer. Under driving av Byfjordtunnelen ble det møtt svakhetssoner og det oppsto skvising. SNJ ble drevet med TBM og det oppsto ikke nevneverdige problemer under drivingen.

Det var forventet at sidetunnelen ville drives gjennom fyllitt og glimmerskifer og at soner med kvartsitt ville forekomme. I overgangssonene mellom kvartsitt og fyllitt var det forventet omvandlingssoner med innhold av leire. Det var også forventet tre svakhetssoner langs traseen, se Tabell 5.4. Svakhetszone 1 og 2 var tolket ut fra seismikk, mens svakhetszone 3 var tolket ut ifra terrengformasjoner og tidligere undersøkelser.

Tabell 5.4: Forventede svakhetssoner i sidetunnelen på Mekjarvik (Martinelli et al., 2016).

	1	2	3
Profilnr.	300	315	550
Retning i forhold til tunnelakse (°)	30	30	60
Bredde (m)	10-20	20-30	10-20
Bergoverdekning (m)	30	35	80
Seismisk hastighet (m/s)	2200-3800	3000-3800	3200-4300

Sidetunnelen på Mekjarvik ble drevet uten drivetekniske eller stabilitetsmessige problemer. Under driving ble det gjennomført undersøkelser som kartlegging på stoff, sonderboring og MWD. I tillegg ble det utført en runde med seismikk på stoff som et testforsøk. Tunnelen ble drevet gjennom fyllitt og glimmerskifer i hele tunnallengden. Det ble gjennomført ingeniørgeologisk kartlegging på stoff i tilnærmet 100 % av tunnelens lengde. Fra dette kom det frem at 86 % av tunnelen var i bergmasseklasse A/B, i motsetning til 26 % som forventet. Det ble kartlagt 0 % bergmasse i bergmasseklasse F og G. Bergmassekvaliteten var altså bedre enn forventet. Det ble ikke møtt svakhetssoner under drivingen, som vil si at de forventede svakhetssonene i Tabell 5.4 ikke ble påtruffet.

Det ble utført to runder med forhåndsbestemt injeksjon i området under krysningpunktet med innløpstunnelen for å forhindre innlekkasje av avløpsvann. De første 50 meterene av tunnelen var de mest utfordrende fordi bergoverdekningen var lav og berget var oppsprukket. Det ble i dette området sikret med forbolter, bånd og fem sprøytebetongbuer, i tillegg til at det ble drevet med korte salvelengder. Forbolter og sprøytebetongbuer er kun benyttet de 12 første meterene av tunnelen. Figur 5.5 viser et bilde av sprøytebetongbuene i inngangspartiet til tunnelen. I resten av tunnelen er det sikret med 3,9 stk. bolter per meter tunnel og sprøytebetong med stålfiber med en mengde på 2,4 m³ per meter tunnel. Totalt er sikringsmengden i sidetunnelen mindre enn antatt grunnet at bergmassekvaliteten var bedre enn antatt og at det ikke ble møtt svakhetssoner.



Figur 5.5: Sprøytebetongbuer i inngangspartiet til sidetunnelen på Mekjarvik.

5.3.2 Sidetunnel Arsvågen

Beskrivelsen av sidetunnelen på Arsvågen er basert på ingeniørgeologisk rapport til konkurransegrunlaget, se Vik et al. (2017), og ingeniørgeologisk sluttrapport, se Jensen & Eldevik (2020).

Sidetunnelene på Arsvågen består av to parallelle løp (løp 34000 og 34100). I entreprisen inngår det i tillegg to fjellhaller med lengde 60 og 70 m som skal benyttes til ventilasjonsviftene, tverrslagstunneler mellom ventilasjonshallene og tunneler fra ventilasjonshallene og inn til hovedløpet. Figur 5.6 viser at sidetunnelene går fra Arsvågen på Vestre Bokn og ut til det prosjekterte løpet til hovedtunnelen. Figuren viser videre at sidetunnelen går under land ca. første halvdel av traseen og under vann siste halvdel av traseen.



Figur 5.6: Sidetunnelen fra Arsvågen (Vik et al., 2017).

Geoteknisk kategori for tunnelen ble satt til 3, grunnet at forholdene kun kan kartlegges delvis da deler av tunnelen er undersjøisk. I tillegg avdekket forundersøkelsene at det stedvis var vanskelige grunnforhold.

Kartlegging, refraksjonsseismikk og kjerneboring ble utført som forundersøkelser til sidetunnelen på Arsvågen. Ut ifra forundersøkelsene var det forventet at tunnelen skulle drives i Ryfylkeskifer fra påhugg og et kort stykke innover i tunnelen før resten av tunnelen skulle drives i prekambriske grunnfjellsbergarter, som diorittisk til granittisk gneis. Det var forventet at tunnelen skulle drives gjennom 14 svakhetssoner.

Som forventet fra forundersøkelsene ble sidetunnelen drevet gjennom fyllitt i første del og deretter gjennom gneis resten av lengden. I begge løpene var det en relativt lang sone (ca. 100 m) hvor det var en blanding av gneis og fyllitt. Fyllitt utgjorde ca. 18 % av lengden, mens gneis utgjorde ca 82 % av lengden. Dette er imidlertid usikre tall, da det som nevnt var en lang overgangssone mellom bergartene. Fyllitten var av relativt god kvalitet, men ved sammenligning med gneisen var den svakere. På grunn av gjennomsettende sprekker som skrår opp mot terrengoverflaten i områder med lav bergoverdekning har innlekkasjene i fyllitten vært store. Dette har ført til at halvparten av injeksjonen som er utført har vært utført i fyllitten, til tross for at fyllitten kun utgjør ca. 18 % av tunnallengden. Gneisen har generelt vært av god kvalitet, men det har vært områder med mer varierende kvalitet, som har ført til utfall. Etter ingeniørgeologisk kartlegging under driving har bergmassekvaliteten vist seg å være bedre enn forventet ut ifra forundersøkelsene. Det kan blant annet nevnes at det kun var 0,3 % av tunnallengden som ble

kartlagt til å være i bergmasseklasse E, F og G, mot forventet 7 %.

Det var forventet 14 svakhetssoner i sidetunnelene på Arsvågen. De fleste av disse sonene var fraværende og ble nesten ikke lagt merke til under drivingen. Det var kun to soner som kan trekkes frem som utfordrende. Begge sonene er lokalisert i grunnfjellsgneisen. Den første er en ca. 20-30 m bred sone som ble møtt i ca. profil 2020 i løp 34100. Sonen ble drevet gjennom med reduserte salvelengder og ble sikret med 4 m lange bolter og 15 cm sprøytebetong. Det ble også møtt en leirsone ved profil 1214 i løp 34100 som det ble påvist svelleleire i. Det ble tatt frisvelingstest og svelletrykktest på leire fra denne sonen. Leiren hadde frisvelling på 300 % (meget høy) og svelletrykk på 0,54 MPa (høyt svelletrykk). Sonen ble likevel drevet gjennom uten store problemer og ble sikret med 3 m lange bolter og 10 cm sprøytebetong. Sikringen i resten av tunnallengden består av sikringsbolter og sprøytebetong med stålfiber. Det er boltet med 2,83 stk. bolter per meter tunnel og boltingen er avsluttet 4 m over over sålen. Det er benyttet 1,71 m³ sprøytebetong per meter tunnel. Både mengden sikringsbolter og sprøytebetong benyttet er ca. 50 % lavere enn det kontrakten tilsa. Det har totalt vært injisert 43 ganger i sidetunnelene. Armerte sprøytebetongbuer har ikke blitt benyttet.

5.3.3 Relevans av erfaringer fra sidetunnelene

Fra drivingen av sidetunnelene på Arsvågen og Mekjarvik kan følgende punkt trekkes frem:

- Bergmassekvaliteten har vært bedre enn forventet ut ifra forundersøkelsene.
- Forventede svakhetssoner har stort sett ikke blitt påtruffet. De to svakhetssonene som ble møtt i sidetunnelene på Arsvågen ble drevet gjennom uten store problemer og krevde ikke tung sikring.
- Benyttet sikringsmengde har vært lavere enn antatt i kontrakten.
- Leirsone med aktiv svelleleire ble møtt i grunnfjellsgneisen i sidetunnelen på Arsvågen. Drivingen gjennom sonen var likevel uten nevneverdige problemer.

Det kan oppsummeres med at drivingen av sidetunnelene har forgått uten store problemer og at forventningene har vært for pessimistiske. Dette kan gi optimisme med tanke på drivingen av hovedtunnelen. Det er likevel viktig å være klar over at hovedtunnelen skal drives dypere enn sidetunnelene og dermed vil oppleve høyere vanntrykk. I tillegg skal hovedtunnelen drives gjennom bergarter som ikke er påtruffet i det hele tatt i sidetunnelene. Sidetunnelene skal ha begrenset ferdsel av personell etter anleggsfasen, som har ført til at de har lavere sikringskrav enn Rogfasttunnelen, som det daglig skal ferdes mennesker i. Det er derfor mulig at forholdene

som ble møtt i sidetunnelene hadde krevd mer og muligens tyngre sikring dersom de samme forholdene hadde blitt møtt i hovedtunnelen.

5.4 Klassifisering av svakhetssoner

Norconsult har en klassifiseringsmetode for svakhetssoner som er brukt på Rogfast-prosjektet. Klassifiseringsmetoden tar hensyn til svakhetssonenes seismiske hastighet og bredde. En sone klassifiseres som en svakhetszone dersom den har seismisk hastighet mindre enn 4000 m/s. Sammenhengen mellom seismisk hastighet og antatt oppbygning av svakhetssonene vises i Tabell 5.5 (Dammyr et al., 2020).

Tabell 5.5: Sammenheng mellom seismisk hastighet og antatt oppbygning av svakhetssoner (Dammyr et al., 2020).

Seismisk hastighet (m/s)	Antatt oppbygning
4000-4500	Moderat - sterkt oppsprukket berg/sprekkesone
3500-4000	Svakhetszone, sterkt oppsprukket
3000-3500	Knusningssone
< 3000	Leirholdig knusningssone/leirzone/sand-grus

Svakhetssonene deles videre inn i tre klasser: klasse I, II og III. Klasse III er antatt til å være mest utfordrende å krysse, mens klasse I den minst utfordrende å krysse. Den seismiske hastigheten som benyttes er en gjennomsnittsverdi, men dersom flere seismiske profiler er tilgjengelig for en sone benyttes den laveste verdien. Antatt bredde er et resultat fra mål langs med seismiske profiler. Merk at det er sonens bredde som benyttes og ikke sonens krysningsslengde med tunnelen. Tabell 5.6 viser klassifisering av sonene ut ifra bredde og seismisk hastighet. Sonenes klasse kan oppjusteres eller nedjusteres dersom det foreligger tilleggsinformasjon fra f.eks. kjerneboring eller andre undersøkelser (Dammyr et al., 2020).

Tabell 5.6: Inndeling av svakhetszoneklasser ut fra sonebredde og seismisk hastighet (Dammyr et al., 2020).

Sonebredde (m)	Seismisk hastighet (m/s)		
	3500-4000	3000-3500	< 3000
< 5	I	I	II
5 - 15	I	II	II
> 15	II	II	III

Det presiseres at denne klassifiseringsmetoden kun er basert på resultatene fra refraksjonsseismikk og kjerneboring, og at det derfor er knyttet betydelig usikkerhet til klassifiseringen. Det

er f.eks. ikke tatt hensyn til svakhetssonenes mineralinnhold, innhold av svelleleire, bergspenningsforhold, overdekning eller vanntrykk. Klassifiseringen tar heller ikke hensyn til svakhetssonens orientering i forhold til tunnelen. Dette kan bety at svakhetssonenes krysningslengde er mye lengre enn svakhetssonens bredde. Dessuten er ikke samsvaret mellom bergmassekvalitet og seismisk hastighet entydig. En lav seismisk hastighet tilsvarer nødvendigvis ikke en svakhetszone, og omvendt. Dette er viktige faktorer som kan ha stor betydning for driving gjennom en svakhetszone. Det kan også være at det er soner som ikke er oppdaget av forundersøkelsene og som vil dukke opp uventet under drivingen.

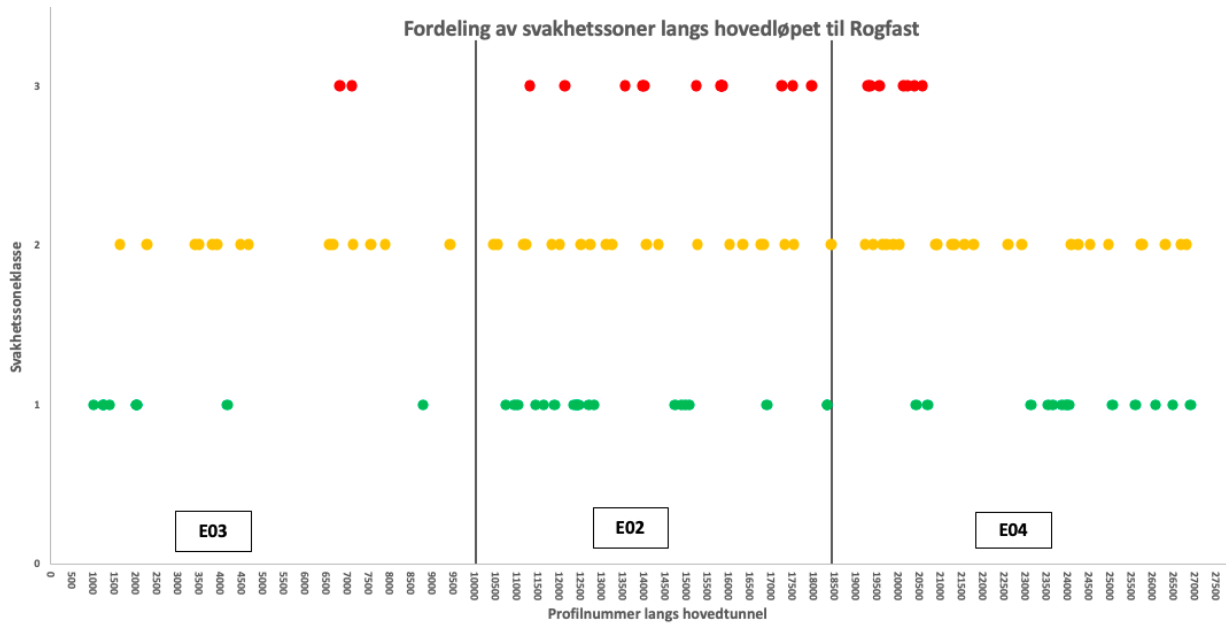
5.5 Fordeling av svakhetssoner langs tunneltraseen

Tabell 5.7 viser hvordan de tre svakhetsoneklassene er fordelt innenfor entreprisene på Rogfasttunnelen. Grafen i Figur 5.7 viser den samme fordelingen, men viser i tillegg omtrentlig plassering på hvor det er forventet at svakhetssonene skal treffe tunneltraseen. Klassifiseringen av svakhetssonene er basert på inndelingen beskrevet i Kapittel 5.4, men er oppjustert eller nedjustert der det har foreligget tilleggsinformasjon. Tilleggsinformasjonen har i enkelte svakhetssoner inkludert retning i forhold til tunnelaksen, antatt bergoverdekning, om svakhetssonen er under land eller sjø og i enkelte tilfeller erfaringer fra nærliggende anlegg. Der en svakhetszone er på grensen mellom to klasser er den som oftest justert opp. Justeringen av klassene ut ifra tilleggsinformasjon gjør at estimatene blir mer nøyaktige, men det er fortsatt store usikkerhetsmomenter.

Tabell 5.7: Fordeling av svakhetsoneklassene i de forskjellige entreprisene (Dammyr et al., 2019, 2020, 2019).

	E03	E02	E04
Klasse I	7	17	13
Klasse II	14	20	24
Klasse III	2	12	7
Totalt	23	49	44

Som Tabell 5.7 og Figur 5.7 viser er det forventet at tunnelen skal treffe flest svakhetssoner i E02. E02 har også flest svakhetssoner i klasse III, som er forventet å være mest utfordrende under driving. Figur 5.7 viser at det også er innenfor E02 at svakhetssonetettheten er høyest. E04 har nest flest svakhetssoner, men i motsetning til E02 er det færre svakhetssoner i klasse III, men til gjengjeld flere i klasse II. Det er også en lavere tetthet av svakhetssoner i E04 sammenlignet med E02. E03 er entreprisen hvor det ut ifra forundersøkelsene er forventet å treffe færrest svakhetssoner, og kun to svakhetssoner er klassifisert til klasse III.






Figur 5.7: Fordeling av svakhetssoner langs Rogfasttunnelen. Grønn farge tilsvarer klasse I, gul farge tilsvarer klasse II og rød farge tilsvarer klasse III. Basert på tall fra Dammyr et al. (2019, 2020, 2019).

5.6 Krevende svakhetszoneområder basert på forundersøkelser

Basert på tolkning av grunnlagsmateriale og resultater fra forundersøkelsene er det trukket frem områder innenfor hver entreprise som er forventet å bli krevende å drive gjennom. Disse områdene vil presenteres i dette delkapittelet. Det er valgt å fokusere på områdene i hovedtunnelen som er forventet å bli krevende grunnet svakhetssoner og ikke grunnet andre anleggstekniske forhold. Derfor er det ikke tatt med utfordringer i forbindelse med f.eks. rundkjøringsområdet under Kvitsøy, ventilasjonssystemer eller kjerneborehull som ikke er gjenstøpte.

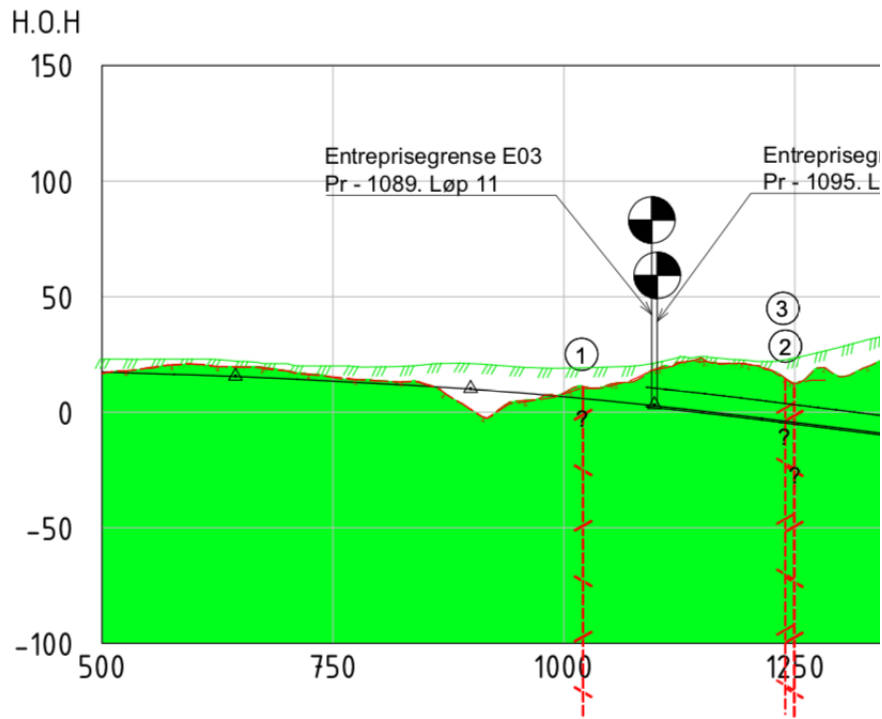
Fullstendig lengdesnitt som inkluderer samtlige svakhetssoner vises i Vedlegg A, B og C. I dette kapittelet er det kun tatt med utklipp over aktuelle områder. Som nevnt tidligere er svakhetssonene delt inn i tre klasser ut ifra antatt vanskelighetsgrad. Tegnforklaring til klasseinndelingen vises i Figur 5.8.

-  · Antatt svakhetszone, klasse I
-  · Antatt svakhetszone, klasse II
-  · Antatt svakhetszone, klasse III

Figur 5.8: Tegnforklaring til klasseinndeling til svakhetssoner (Dammyr et al., 2020).

Profil 1225-1300 (E03)

I området mellom profil 1225 og profil 1300 er det registrert to svakhetssoner (2 og 3) i en dyprenne, se Figur 5.9. Over dyprennen er det løsmasser med en mektighet på ca. 10 m. Området er under land. Forventede bergarter i området er fyllitt, glimmerskifer og kvartsrik skifer (Ryfylkeskifer) (Dammyr et al., 2019). Tabell 5.8 oppsummerer nøkkeldata til svakhetssonene. Den lave bergoverdekningen, kombinert med svakhetssoner, fører til at dette området forventes å bli utfordrende.



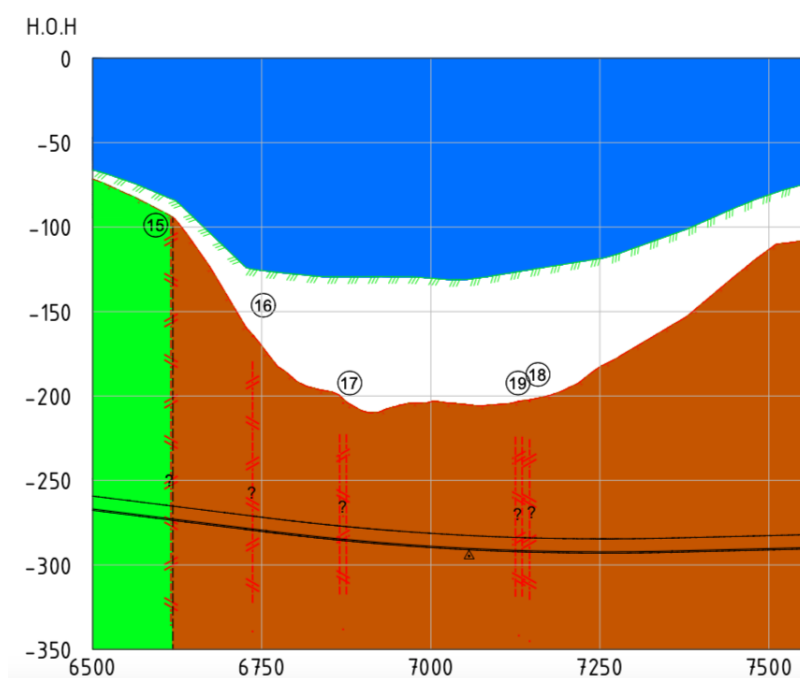
Figur 5.9: Profil 500-1300 (Dammyr et al., 2019).

Tabell 5.8: Svakhetssoner mellom profil 1225-1300 (Dammyr et al., 2019). Retningen er i forhold til tunnelaksen.

	2	3
Profilnr.	1235	1260
Retning (°)	50	20
Bredde (m)	10	10
Bergoverdekning (m)	10	10
Seismisk hastighet (m/s)	2800	2900
Svakhetszoneklasse	I	I

Profil 6500-7500 (E03)

Mellom profil 6500 og 7500 faller terrenget bratt ned i en markert kløft, Tungenesforkastningen. Figur 5.10 viser en oversikt over området. Som figuren viser er kløften fylt med et løsmasselag (hvitt område), med mektighet opp til 75 m. Figuren viser videre at det er forventet fem svakhetssoner innenfor området. Svakhetszone 15 følger bergartsgrensen mellom Ryfylkeskifer (grønn farge) og Karmøy ofiolitten (brun farge), mens svakhetszone 16-19 ligger i Karmøy ofiolitten. Tabell 5.9 viser en oversikt over nøkkeldata til forventede svakhetssoner (Dammyr et al., 2019).



Figur 5.10: Profil 6500-7500 (Dammyr et al., 2019).

Tabell 5.9: Svakhetssoner mellom profil 6500-7500 (Dammyr et al., 2019). Retningen er i forhold til tunnelaksen.

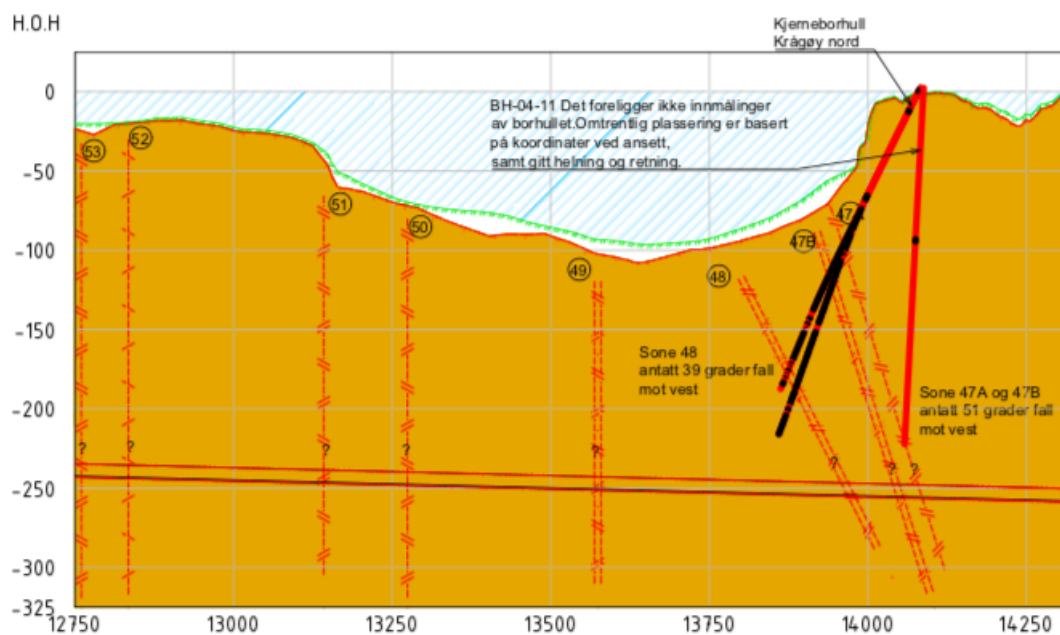
	15	16	17	18	19
Profilnr.	6600	6700	6850	7150	7125
Retning (°)	90	90	70	60	70
Bredde (m)	20	30	30	50	50
Bergoverdekning (m)	170	100	70	70	70
Seismisk hastighet (m/s)	3400-4100	3100-3200	3000-3300	3600-4100	3000-3500
Svakhetsoneklasse	II	II	III	II	III

Utfordringen i dette området er at det har vært problemer med å fastslå nøyaktig bergnivå grunnet den mektige løsmasseoverdekningen. Dette har i tillegg resultert i at det er usikkerhet knyt-

tet til om alle svakhetssonene i området er oppdaget og at man derfor må forvente uoppdagede svakhetssoner. Svakhetszone 18 og 19 ligger svært tett og begge er forventet å ha en bredde på 50 m. Det betyr at i dette området kan det muligens drives gjennom svakhetssoner i opp mot 100 m sammenhengende. Det er i tillegg vurdert sannsynlig at betydelig skvising kan oppstå i svakhetssonene i dette området (Dammyr et al., 2019).

Profil 13950-14080 (E02)

Øst for Kvitsøy, mellom profil 13950 og 14080, er det påvist et område med regionale nord-sør-forkastninger. Dette området er forventet å bli utfordrende grunnet de tre svakhetssonene som ligger innenfor området, se Figur 5.11. Svakhetssonene ligger tett, særlig 47A og 47B, som indikerer at det muligens må drives sammenhengende gjennom svakhetssoner over en lengre strekning. Det anses som sannsynlig at skvising kan oppstå i området. Tabell 5.10 viser en oversikt over nøkkeldata til svakhetssonene. Figur 5.11 viser kjerneborehullene fra Krågøy Nord og BH-04-11 som har bidratt til å påvise svakhetssonene. De svarte seksjonene på kjerneborhullene indikerer soner med RQD < 25. En betydelig lengde av kjerneborhullet fra Krågøy Nord har RQD < 25 som indikerer at det er svært oppsprukket berg i dette området (Dammyr et al., 2020).



Figur 5.11: Profil 12750-14250. Oransje farge tilsvarer Karmøy ofiolitt (Dammyr et al., 2020).

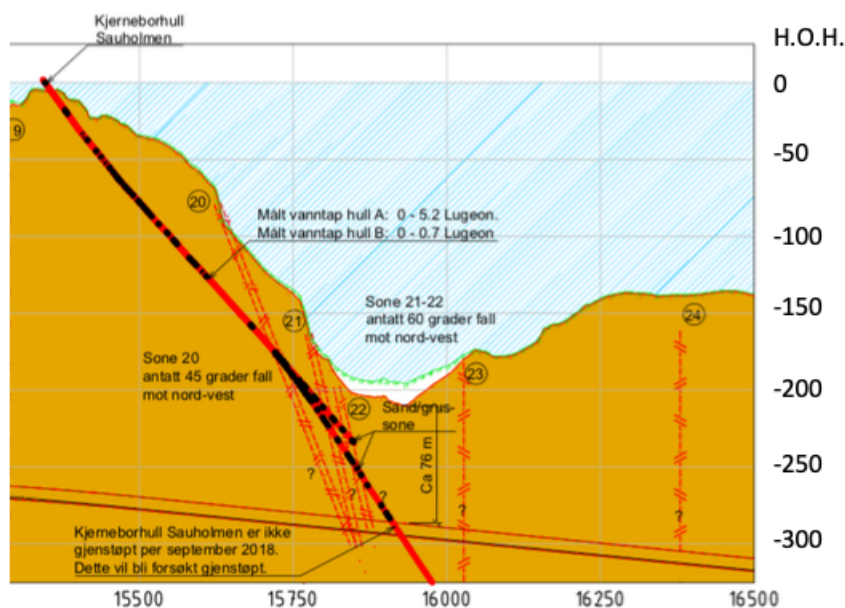
Tabell 5.10: Svakhetssoner mellom profil 13950-14080. Retningen er i forhold til tunnelaksen (Dammyr et al., 2020).

	48	47B	47A
Profilnr.	13970	14045	14080
Retning (°)	44	48	30
Bredde (m)	40	40	22
Bergoverdekning (m)	188-190	241-243	245-247
Seismisk hastighet (m/s)	3000-3400	2700-3200	3000-3500
Svakhetsoneklasse	III	III	II

Profil 15700-15900 (E02)

Mellom profil 15700 og 15900, nord for Kvitsøy, er det avdekket tre svakhetssoner. Figur 5.12 viser svakhetssonene i området nummerert fra 20-22. Figuren viser videre at kjerneborehull fra Sauholmen har påvist svakhetssonene. Fra kjerneboringene ble det påvist knust materiale med sand og grus i flere seksjoner. Figur 5.12 indikerer også lengre seksjoner med RQD < 25 (svart farge) langs borehullet. Tabell 5.11 viser en oversikt over nøkkeldata til svakhetssonene (Dammyr et al., 2020).

Det som er forventet å gjøre dette området utfordrende er at det er tre svakhetssoner bestående av knust materiale, sand og grus som ligger tett innenfor et lite område. I tillegg forventes det, på grunn av svakhetssonenes oppbygning, at det vil være høy permeabilitet i sonene. I verste fall kan det være svært permeabelt materiale med direkte vanntilførsel fra sjøbunnen med et høyt vanntrykk. På grunn av at terrenget faller bratt er det vurdert sannsynlig at bergoverdekningen kan være lavere enn angitt i Tabell 5.11. I hull A er materialet påtruffet ved kote -235 m, i hull B ved kote -179 m og -244 m. Tunnelhengen i området er ved kote -268 m og det er dermed usikkert hvordan svakhetssonene er i tunnelnivå. Dette bidrar til å øke usikkerheten rundt hvordan kryssingen av svakhetssonene vil bli (Dammyr et al., 2020).



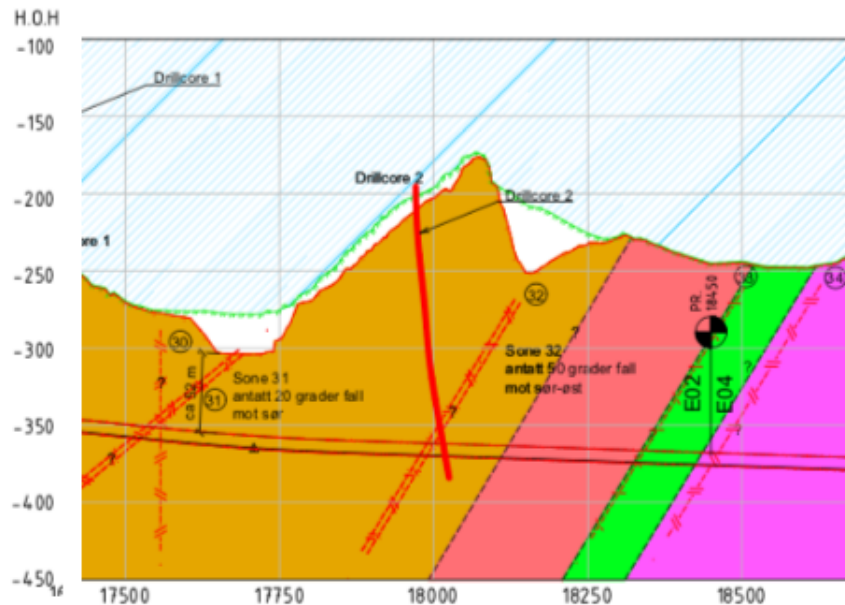
Figur 5.12: Profil 15700-15900. Oransje farge tilsvarer Karmøy ofiolitt. Modifisert etter (Dammyr et al., 2020).

Tabell 5.11: Svakhetssoner mellom profil 15700-15900. Modifisert etter Dammyr et al. (2020). Retningen er i forhold til tunnelaksen.

	20	21	22
Profilnr.	15831	15845	15871
Retning (°)	75	78	75
Bredde (m)	31	30	21
Bergoverdekning (m)	86-88	80-82	78-80
Seismisk hastighet (m/s)	2500-3400	2500-3900	2500-2800
Svakhetsoneklasse	III	III	III

Profil 17500-18450 (E02)

Mellom profil 17500 og 18450 er det avdekket fem svakhetssoner, og det befinner seg trolig bergartsgrenser (skyvedekker) i området. Figur 5.13 viser en oversikt over området. Tabell 5.12 viser en oversikt over nøkkeldata til svakhetssonene (Dammyr et al., 2020).



Figur 5.13: Profil 17500-18450. Oransje farge tilsvarer Karmøy ofiolitt, rosa farge tilsvarer Storheia- og Boknafjorden dekket, grønn farge tilsvarer Ryfylkeskifer og lilla farge tilsvarer autokton grunnfjellsgneis og granitt. Modifisert etter Dammyr et al. (2020).

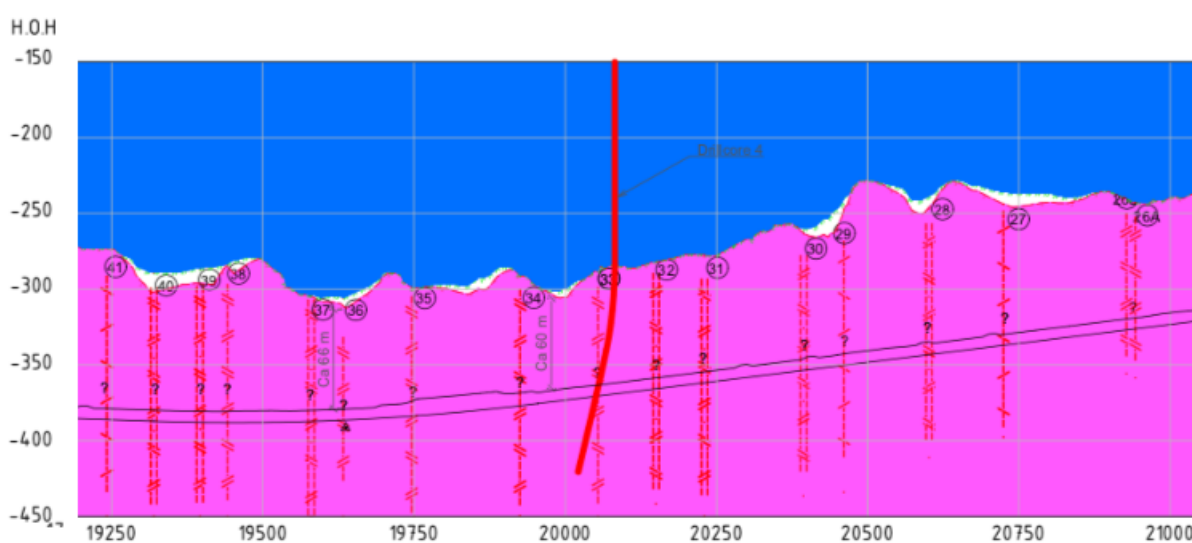
Tabell 5.12: Svakhetssoner mellom profil 17500-18450. Retningen er i forhold til tunnelaksen (Dammyr et al., 2020).

	31	30	32	33	34
Profilnr.	17525	17556	17989	18334	18456
Retning (°)	87	86	28	45	53
Bredde (m)	64	15	65	10	9
Bergoverdekning (m)	72-74	72-74	156-158	134-136	120-122
Seismisk hastighet (m/s)	3200-3700	3200	2700-2800	3900	3000-3500
Svakhetszoneklasse	III	II	III	I	II

Dette området forventes å være utfordrende fordi det er påvist flere svakhetssoner. I tillegg er det er knyttet stor usikkerhet til bergartsgrensens plassering og orientering. Det kan se ut som enkelte av svakhetssonene sammenfaller med bergartsgrensene. Dette gjelder blant annet sone 33 og 34, og delvis 32, som faller i samme retning som den nærliggende bergartsgrensen. Ved sone 31 er det en forsenkning i terrenget som gjør at minste bergoverdekning kan komme ned mot 52 m. Tunnelen ligger svært dypt i området, mellom 350 og 400 m under havnivå, som gjør at det er et høyt vanntrykk over svakhetssonene (Dammyr et al., 2020).

Profil 19250-21000 (E04)

Mellom profil 19250 og 21000 er det påvist 17 svakhetssoner, se Figur 5.14. Terrenget på havbunnen er kupert så det antas at svakhetssonene sammenfaller med søkk i topografien. Siden strekningen ligger langt fra land har det ikke vært mulig med kjerneboring i området. Borehull 4 (fra skip) ga ikke spesifikk informasjon om svakhetssonene. Tunnelen ligger i området svært dypt, ned mot 400 m under havoverflaten, som gjør at det er et høyt vanntrykk over tunnelen. Kombinasjonen av høy tetthet av svakhetssoner, manglende informasjon om sonene og høyt vanntrykk resulterer i at området vurderes som utfordrende (Dammyr et al., 2019). Tabell 5.13 viser nøkkeldata til et antatt representativt utvalg av svakhetssonene i området. For fullstendig liste henvises det til Dammyr et al. (2019).



Figur 5.14: Profil 19250-21000. Lilla farge tilsvarer autokton grunnfjellsgneis og granitt. Modifisert etter Dammyr et al. (2019).

Tabell 5.13: Utvalg av svakhetssoner mellom profil 19250-21000. Retningen er i forhold til tunnelaksen (Dammyr et al., 2019).

	40	37	31	30	28
Profilnr.	19308	19587	20232	20395	20600
Retning (°)	51	53	49	62	40
Bredde (m)	35	17	25	25	25
Bergoverdekning (m)	88-90	73-75	75-77	80-82	86-88
Seismisk hastighet (m/s)	2900-3100	2900-4000	2950	2800-4000	2500-3000
Svakhetszoneklasse	III	III	III	III	III

5.7 Avsluttende kommentar

Ut ifra forundersøkelsene som er utført er det forventet 116 svakhetssoner langs Rogfasttunnelen. Det er forventet flest svakhetssoner totalt, og flest svakhetssoner i klasse III, i E02. En årsak til dette kan være at det har vært mulig å undersøke områdene rundt Kvitsøy med kjerneboring, mens det har det ikke vært mulig å gjøre i de lengre strekningene som er under vann mellom Randaberg og Kvitsøy, og mellom Kvitsøy og Bokn. Dette kan ha ført til at flere vanskelige svakhetssoner har blitt påvist i dette området. I klassifiseringssystemet til Norconsult blir hovedsakelig kun seismisk hastighet og bredde tatt hensyn til. Dette gjør at flere viktige faktorer er utelatt, og det kan derfor være behov for et klassifiseringssystem som tar hensyn til flere faktorer som er av betydning for svakhetssoner.

Det er trukket frem seks områder langs tunneltraseen som forventes å bli krevende på grunn av svakhetssoner. Disse områdene vil føre til ulike utfordringer, grunnet forhold som f.eks. høyt vanntrykk, lange strekninger som må drives sammenhengende i svakhetssoner eller usikkerhet i forbindelse med bergoverdekningen.

Erfaringene fra sidetunnelene gir grunn til å være optimistisk med hensyn til driving av hovedtunnelen. Det er likevel viktig å være oppmerksom på at hovedtunnelen skal gå mye dypere og stedvis i andre bergarter. I tillegg er det lengre strekninger langs hovedtunnelen som ikke er undersøkt med f.eks. kjerneboring. Dette kan føre til at svakhetssoner som ikke er forventet kan møtes under driving.

Kapittel 6

Felt- og laboratorieundersøkelser

Dette kapitlet beskriver felt- og laboratorieundersøkelsene som ble gjennomført i forbindelse med masteroppgaven.

6.1 Befaring til E39 Rogfast

6. februar 2020 besøkte undertegnede, masterstudent Kjell-Erik Nordbø og veileder professor Bjørn Nilsen prosjektkontoret til E39 Rogfast på Mekjarvik. Vi ble møtt av kontaktperson Sveinung Brude, Hans Ivar Ravn-Larsen og Gudmund Lunden fra Statens Vegvesen. Formålet med besøket var å få informasjon om prosjektet og få tilgang til nødvendige rapporter og grunnlagsmateriale. I tillegg var hensikten å utføre en befaring i sidetunnelen på Mekjarvik og på kjernelageret for å innhente prøvematerialet til laboratorietestene.

Figur 6.1 viser inngangen til sidetunnelen på Mekjarvik som ble befart. Sidetunnelen er usikret de nederste meterne på begge sider, som gjorde det mulig å observere berget og ta ut prøver. Under befaringen i sidetunnelen ble det tatt ut tre prøver av sleppemateriale. Det ble også tatt strøk- og fall-målinger og Q-verdi-målinger. En beskrivelse av driving og sikring av sidetunnelen på Mekjarvik er gitt i Kapittel 5.3.1.



Figur 6.1: Inngangen til sidetunnelen på Mekjarvik som ble befart.

Etter befaring i sidetunnel ble kjernelageret på Forus besøkt. Her ble det tatt ut to prøver av sleppematerialet fra borehull på Sauholmen. Det ble valgt å ta prøver fra dette borehullet fordi det krysser tre svakhetssoner (se Kapittel 5.6) som delvis består av knust materiale, sand og grus. Det ble også tatt ut fire bergartsprøver fra borehull BH-06-2016 på Arsvågen. Tabell 6.1 viser en oversikt over prøvematerialet.

Tabell 6.1: Oversikt over prøvematerialet. Benevnelsen "S" tilsier at det er en prøve med sleppematerialet, mens benevnelsen "B" tilsier at det er en bergartsprøve.

Prøve	Sted innhentet	Nærmere beskrivelse
1S	Sidetunnel Mekjarvik	Profil 623
2S	Sidetunnel Mekjarvik	Profil 513
3S	Sidetunnel Mekjarvik	Profil 299
4S	Kjernelager Forus	Borehull Sauholmen (BH 01 - 10B) - 666,7-666,9 m
5S	Kjernelager Forus	Borehull Sauholmen - 536,4-536,6 m
1B, 2B og 3B	Kjernelager Forus	BH-06-2016 (kasse 55 - 270-275 m dyp)
4B	Kjernelager Forus	BH-06-2016 (kasse 28 - 140 m dyp)

6.2 Presentasjon av prøvematerialet

Dette kapittelet beskriver samtlige prøver som er innhentet. I tillegg vil lokalitetene hvor prøve 1S, 2S og 3S ble innhentet bli beskrevet. Prøve 1S, 2S og 3S, som ble hentet i sidetunnelen på Mekjarvik, ble hentet fra sprekker der det var mulig å ta ut sprekkemateriale. På disse lokalitetene ble det tatt en Q-verdi-måling. Verdiene er satt ut ifra NGI sin Håndbok om Q-systemet og Q-verdien er beregnet ut ifra Likning 4.1 (NGI, 2015). For hver av de tre lokalitetene er det regnet ut en Q-verdi for gunstig og ugunstig situasjon. Prøve 4S og 5S ble hentet fra kjernelaget og prøvene ble tatt fra områder med dårligere kvalitet enn resten av kjerneprøven, som kan representere svakhetssonene i området.

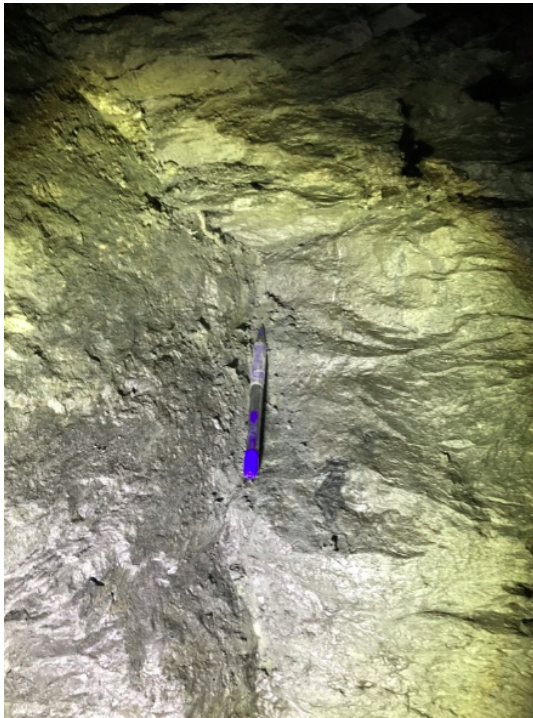
Prøve 1S

Prøve 1S ble tatt ved profil 623 i sidetunnelen på Mekjarvik, se Figur 6.2a. Tunnelen er ca. 630 m lang, som gjør at denne prøven er hentet nesten ved stoff og dermed nærmest løpet til den fremtidige hovedtunnelen. Det kan derfor tenkes at denne prøven er den mest representative prøven med hensyn til Rogfasttunnelen. Bergarten ved profil 623 er fyllitt og kan beskrives som relativt oppsprukket berg med en del leirmateriale og grafitt i sprekken. Bergarten er skifrig med to markerte sprekkesett, i tillegg til tilfeldige sprekker. Det var stikk, men med lav utholdenhet. Sprekkeavstanden var 0,5-1 m. Strøk og fall til foliasjonen ble målt til N80°Ø/12°S og N100°Ø/15°N. Fyllitten var småfoldet, som gjør det vanskelig å bestemme en entydig fallretning. Dette kan forklare variasjonen i fallretningen til foliasjonen. Strøk og fall til det ene sprekkesettet ble målt til N170°Ø/60°V. Tabell 6.2 viser Q-verdi ved profil 623.

Tabell 6.2: Q-verdi ved profil 623.

Verdi	RQD	J _n	J _r	J _a	J _w	SRF	Q-verdi	Kommentar
Ugunstig	40	6	1	4	1	1	1,7	Dårlig bergmassekvalitet
Gunstig	70	6	1,5	2	1	1	8,8	Middels bergmassekvalitet

Figur 6.2b viser prøve 1S som er tatt ved profil 623. Prøven kan beskrives som leiraktig materiale som har klumpet seg sammen. Prøven inneholdt en del vann og hadde enkelte hvite korn.



(a) Profil 623 i sidetunnelen på Mekjarvik.



(b) Prøve 1S.

Figur 6.2: Profil 623 og prøve 1S.**Prøve 2S**

Prøve 2S er tatt ved profil 513 i sidetunnelen på Mekjarvik, se Figur 6.3a. Bergarten ved profil 513 er fyllitt og kan beskrives som skifrig og bølgete. Lokasjonen har glatte plan med en del grafit. Profil 513 har et lavere vanninnhold enn profil 623. Strøk og fall-måling i foliasjonen er N150°Ø/68°SV. Tabell 6.3 viser Q-verdi-måling ved profil 513.

Tabell 6.3: Q-verdi ved profil 513.

Verdi	RQD	J _n	J _r	J _a	J _w	SRF	Q-verdi	Kommentar
Ugunstig	20	6	1	4	1	1	0,8	Svært dårlig bergmassekvalitet
Gunstig	60	6	1,5	2	1	1	7,5	Middels bergmassekvalitet

Prøve 2S vises i Figur 6.3b og kan beskrives som oppknust materiale som er flakete og skifrig. Prøven inneholder både finstoff og større biter. De større bitene kan lett brennes opp. Prøven er helt tørr og inneholder enkelte hvite mineraler.



(a) Profil 513 i sidetunnelen på Mekjarvik.



(b) Prøve 2S.

Figur 6.3: Profil 513 og prøve 2S.**Prøve 3S**

Prøve 3S er tatt ved profil 299 i sidetunnelen på Mekjarvik, se Figur 6.4a. Bergarten ved profil 299 er fyllitt, som er skifrig. Strøk og fall-måling av foliasjonen er N320°Ø/58°NØ. Tabell 6.4 viser Q-verdi-måling gjort ved profil 299.

Tabell 6.4: Q-verdi ved profil 299.

Verdi	RQD	J _n	J _r	J _a	J _w	SRF	Q-verdi	Kommentar
Ugunstig	30	6	1	4	1	1	1,3	Dårlig bergmassekvalitet
Gunstig	60	6	1,5	2	1	1	7,5	Middels bergmassekvalitet

Figur 6.4b viser prøve 3S. Prøven består av fint materiale, mulig leire, med et høyt vanninnhold. Prøven inneholder trolig grafitt, da hendene ble helt svarte under prøvetaking.



(a) Profil 299 i sidetunnelen på Mekjarvik.



(b) Prøve 3S.

Figur 6.4: Profil 299 og prøve 3S.**Prøve 4S**

Prøve 4S er hentet fra K129 fra borehull Sauholmen BH 01 - 10B. Sauholmen er en øy på nordsiden av Kvitsøy. Dominerende bergart i borehullet er grønnstein med innslag av svart skifer (Holmøy et al., 2015). Lengden av prøven er 20 cm og er tatt fra 666,7 - 666,9 m ned i borehullet, se Figur 6.5. Prøve 4S vises i Figur 6.6. Prøven kan beskrives som oppsprukket berg med ulike kornstørrelser. Prøven er tørr.

**Figur 6.5:** K129 - Sauholmen BH 01 - 10B. Trebiten indikerer hvor prøven er tatt.



Figur 6.6: Prøve 4S.

Prøve 5S

Prøve 5S er i likhet med prøve 4S hentet fra borehull på Sauholmen. Prøven er hentet fra K75. Her er dominerende bergart grønnstein med innslag av svart skifer (Holmøy et al., 2015). Lengden av prøven er 20 cm og er tatt fra 536,4 til 536,6 m, se Figur 6.7a. Figur 6.7b viser prøve 5S, som kan beskrives som oppsprukket materiale med ulike kornstørrelser. Materialet er tørt og oppløselig.



(a) K75 - Sauholmen. Trebiten indikerer hvor prøven er tatt.



(b) Prøve 5S.

Figur 6.7: K75 - Sauholmen og prøve 5S.

Prøve 1B, 2B, 3B og 4B

Bergartsprøvene er hentet fra BH-06-2016 på Arsvågen. Figur 6.8 og 6.9 viser bilde av kjerne-kassene som prøvene ble hentet fra. Kjerneborehullet går over traseen til sidetunnelen på Arsvågen og går i sin helhet gjennom granittisk gneis (Dammyr et al., 2019). Kjerneprøvene ble valgt ut fra områder med god bergmassekvalitet, da laboratorieresultatene skal benyttes som inngangsparametere til sideberg i numerisk analyse. Prøve 1B, 2B og 3B er hentet fra kassen nærmest hovedtunnelen for å gi et så representativt resultat for hovedtunnelen som mulig. Prøve 4B er inkludert for å undersøke om det er lokale variasjoner.



Figur 6.8: Kasse 28 (BH-06-2016) før bergartsprøven ble tatt ut.



Figur 6.9: Kasse 55 (BH-06-2016) før bergartsprøvene ble tatt ut.

6.3 Laborrietester

Mineralidentifikasjon ved røntgendiffraksjon (XRD-analyse), frisvellingstest og svelletrykktest er gjennomført på prøvene av sleppematerialet. UCS-test ("Uniaxial Compressive Strength") er gjennomført på bergartsprøvene. Laboratorieundersøkelsene er gjennomført på laboratorium på Institutt for geovitenskap og petroleum i samarbeid med masterstudent Kjell-Erik Nordbø. Hensikten med testene er å identifisere egenskapene til prøvene og avgjøre om sleppematerialet inneholder svelleire.

6.3.1 Preparering av prøvematerialet

Dette delkaptittelet gir en kort beskrivelse av hvordan prøvematerialet ble preparert og klargjort til laboratorieundersøkelsene.

Frisvelling- og svelletrykktest

Svelletrykk- og frisvellingstest krever materiale $< 20 \mu\text{m}$. Dette innebærer at det er nødvendig å skille materiale $> 20 \mu\text{m}$ fra materiale $< 20 \mu\text{m}$. Dette ble gjort ved å først tørke prøvene i tørkeskap på ca. 40°C til vannet var fordampet. Deretter ble prøvene veid (med glasskål). Prøvene ble så tilsatt destillert vann slik at de løste seg opp. Deretter startet våtsiktingen. Våtsiktingen ble utført for hånd og siktesats med 1 mm, $250 \mu\text{m}$, $125 \mu\text{m}$, $63 \mu\text{m}$ og $20 \mu\text{m}$ ble benyttet. Under våtsiktingen ble prøvene skyllet med destillert vann helt til vannet som rant gjennom prøvene var klart. Materiale $> 20 \mu\text{m}$ ble lagt i en glasskål, mens materiale $< 20 \mu\text{m}$ ble lagt i en annen skål. Prøvene ble satt inn i tørkeskap og tørket på ca. 40°C i ca. 3 døgn. Etter 3 døgn ble prøvene tatt ut og veid igjen. Deretter ble materiale $< 20 \mu\text{m}$ knust 15 minutter i en porselensmølle.

XRD-analyse

Prøver på 25-30 g ble tatt ut av hver prøve etter at de var tørket. Deretter ble materialet plassert i en "Fly Press Rock Crusher" hvor materialet ble knust ned til under millimeter-størrelse. Materialet ble deretter plassert i et stålkammer og satt inn i en skivesvingmølle hvor det ble ytterligere knust. For den videre prepareringen ble det benyttet en beholder som var fylt med agatkuler. En teskje av prøven ble tilsatt beholderen sammen med 10 ml etanol. Beholderen ble deretter plassert i en mikroniseringsmølle i 1,5 minutt. Materialet (prøve+etanol) ble deretter hullet opp i en petriskål og satt i tørkeskap (105°C) i ca. 1 time. Etter prøven var tørket ble materialet skrappt opp i petriskålen med en glassplate. Til slutt ble pulveret tilsatt i et keramisk filter og var klart til å benyttes under analysen.

UCS-test

Kjerneprøvene ble preparert til UCS-test. Ifølge ISRM (1979) skal diameteren til prøvene være ca. 54 mm og høyden 2-3 ganger diameteren i UCS-test. Lengde, diameter og utregnet tyngdetetthet vises i Tabell 6.5. Bilder av preparerte kjerneprøver vises i Vedlegg F.

Tabell 6.5: Dimensjoner på prøvene benyttet i UCS-testen.

Prøve	Bergart	Lengde (L) (mm)	Diameter (D) (mm)	Tyngdetetthet (ρ) (g/cm^3)
1B	Granittisk gneis	133,67	50,29	2,70
2B	Granittisk gneis	133,65	50,30	2,71
3B	Granittisk gneis	133,70	50,47	2,71
4B	Granittisk gneis	133,73	50,51	2,72

6.3.2 Frisvellingstest

Frisvellingstest er en test som benyttes for å avgjøre om et materiale er svellende. Først tilsettes 45 ml destillert vann i en målesylinder som rommer 50 ml. Deretter tilsettes 10 ml (V_t) av materialet $< 20 \mu m$. Dette gjøres ved å rotere målesylinderen med materialet slik at materialet sedimenteres jevnt. Når alt materiale er tilsatt i målesylinderen blir prøven stående i minimum 1 døgn (i dette tilfellet 3 døgn) før stigning i volum av materiale (V_1) avleses. Fri svelling (FS) kan deretter regnes ut fra Likning 6.1 og klassifiseres ut ifra Tabell 6.6 (SVV, 2015).

$$FS = \frac{V_1}{V_t} * 100\% \quad (6.1)$$

Tabell 6.6: Klassifisering av materiale i frisvellingstest (SVV, 2015).

FS (%)	Klassifisering
< 80	Ikke aktiv
80 - 120	Lite aktiv
120 - 150	Middels aktiv
> 150	Svært aktiv

6.3.3 Svelletrykktest

Beskrivelsen av svelletrykktesten er basert på informasjon tilsendt på e-post fra Jon Runar Drotninghaug 12.03.20 og 18.03.20.

Hensikten med svelletrykktest er å måle svelletrykket til en prøve. Testen kan deles inn i fire steg:

1. **Preparering:** Prøvemengden som benyttes i testen er 20 g av materialet $< 20 \mu m$. Prøven plasseres i en prøvesylinder med areal 20 cm^2 som omslutes av en sperrering som hindrer sideutvidelse. Prøvesylinderen plasseres i en ødometerskål. Ødometerskålen fungerer

som vannlager, men blir ikke fylt opp før svelleprosessen startes. Prøvesylinder plasseres i ødometeret, som vises i Figur 6.10. Et høydeur plasseres over prøven. Hensikten med høydeuret er å måle høyden til prøven og for å passe på at høyden (og dermed også volumet) holdes konstant.

2. **Konsolidering:** Prøven konsolideres ved å laste balansearmen med 4 lodd på 10 kg (tilsvarende 4×100 N). Loddene vises i nedre høyre hjørne på Figur 6.10. Lengden av balansearmen og vekten gjør at prøven blir lastet med 2 MPa. Konsolideringen foregår i 24 timer.
3. **Avlastning:** Loddene fjernes etter 24 timer og prøven avlastes til det ikke er høydeendring. Da er høyden, og dermed også volumet, konstant. Det er viktig at volumet holdes konstant under resten av testen.
4. **Svelletrykk:** Ødometerskålen fylles med vann. Dersom prøven inneholder svelleleire vil trykket øke og prøven vil prøve å ekspandere. Endringer i høyde vil kompenseres for i høydeuret slik at volumet alltid er konstant. Svelletrykket avleses i 24 timer. Tabell 6.7 viser hvordan svelletrykket klassifiseres.



Figur 6.10: Ødometer.

Tabell 6.7: Klassifisering av svelletrykk.

Svelletrykk (MPa)	Klassifisering
< 0,1	Lavt svelletrykk
0,1 - 0,3	Moderat svelletrykk
0,3 - 0,75	Høyt svelletrykk
> 0,75	Meget høyt svelletrykk

6.3.4 XRD-analyse

XRD-analyse er en undersøkelsesmetode som benytter røtgendiffraksjon til å bestemme den mineralogiske sammensetningen til en prøve. Navnet på instrumentet som ble benyttet i testen er "Bruker D8 Advance". Analysen av hver prøve tar en drøy time (muntlig kommunikasjon (02.03.20 og 03.03.20) og e-post-korrespondanse (09.03.20) med Laurentius Tjihuis). Instrumentet sender røtgenstråler inn på prøven med varierende innfallsvinkler. Deretter registreres reflekser ved korresponderende utfallsvinkel, som igjen korresponderer med gitteravstander som er relatert til ulike plansett. Dette registreres i et diffraktogram. Mineralene kan deretter identifiseres ved at diffraktogrammet for den aktuelle prøven sammenlignes med mønstre til kjente mineraler (NGU, 2018). Programvaren som brukes til identifisering av mineralfasene er "Diffrac.eva". Programmet "Topas" brukes til kvantifiseringen av mineralene og benytter Rietvelts metode (e-post-korrespondanse med Laurentius Tjihuis 09.03.20).

6.3.5 UCS-test

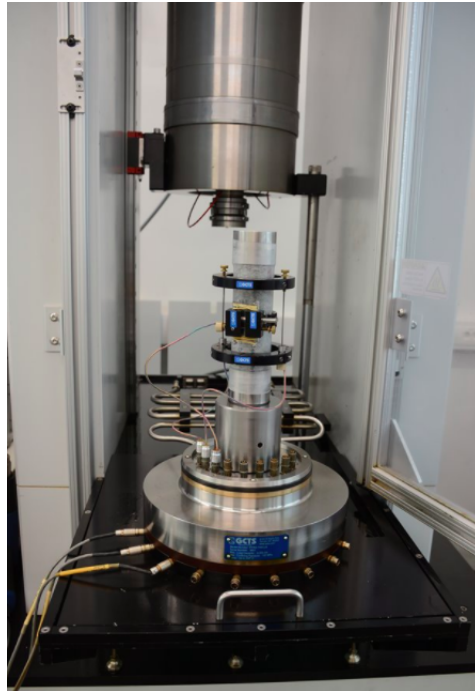
UCS-test utføres for å finne enaksiell trykkstyrke (σ_c) til en bergart, i tillegg til at Poisson tall (ν) og Youngs modulus (E) kan bestemmes. Testen utføres ved at en bergartsprøve plasseres i en bergpresse hvor prøven påføres en last (P) i aksiell retning helt til den går i brudd. Lasten påføres med en konstant hastighet på 0,5-1 MPa/s. Bergpresse med en bergartsprøve er vist i Figur 6.11. Enaksiell trykkstyrke kan deretter finnes ved hjelp av Likning 6.2, hvor A representerer arealet til bergartsprøven (Li, 2018a).

$$\sigma_c = \frac{P_{\max}}{A} \quad (6.2)$$

Under testen måles sammenhengen mellom aksiell (ϵ_a) og radiell (ϵ_r) tøyning og påført last i aksiell retning (σ_a). Denne sammenhengen er ikke lineær, men avhenger av spenningsnivået. For å regne ut Youngs modulus og Poisson tall er det bestemt å benytte verdier for 50 % av σ_c grunnet at i dette området er sammenhengen ofte lineær. Youngs modulus og Poisson tall kan dermed regnes ut fra henholdsvis Likning 6.3 og 6.4 (Li, 2018a).

$$E = \frac{\Delta\sigma_{a,50\%}}{\Delta\epsilon_{a,50\%}} \quad (6.3)$$

$$\nu = -\frac{\Delta\epsilon_{r,50\%}}{\Delta\epsilon_{a,50\%}} \quad (6.4)$$



Figur 6.11: Bergpresse (GCTS RTR 4000) brukt i UCS-test.

6.4 Resultater

Tabell 6.8 viser prosentvis andel materiale $< 20 \mu\text{m}$ i hver av prøvene med sleppematerialet. Tabellen viser at andel materiale $< 20 \mu\text{m}$ er varierende, fra minste andel på 0,3 % i prøve 4S til høyeste andel på 13,7 % i prøve 1S. Det vil være mer kritisk for en prøve med en høy andel med materiale $< 20 \mu\text{m}$ å inneholde svulleleire enn det vil være for en prøve med et lavere innhold av materiale $< 20 \mu\text{m}$. Bilder tatt på laboratoriet av materiale $< 20 \mu\text{m}$ og materiale $> 20 \mu\text{m}$ vises i Vedlegg G og H.

Tabell 6.8: Prosentvis andel materiale $< 20 \mu\text{m}$ i prøvene.

Prøve	Vekt materiale $> 20 \mu\text{m}$ (g)	Vekt materiale $< 20 \mu\text{m}$ (g)	Totalvekt (g)	Andel materiale $< 20 \mu\text{m}$ (%)
1S	218,0	34,7	252,7	13,7
2S	165,6	26,0	191,6	13,6
3S	209,5	24,1	233,6	10,3
4S	600,9	2,0	602,9	0,3
5S	677,6	52,6	730,2	7,2

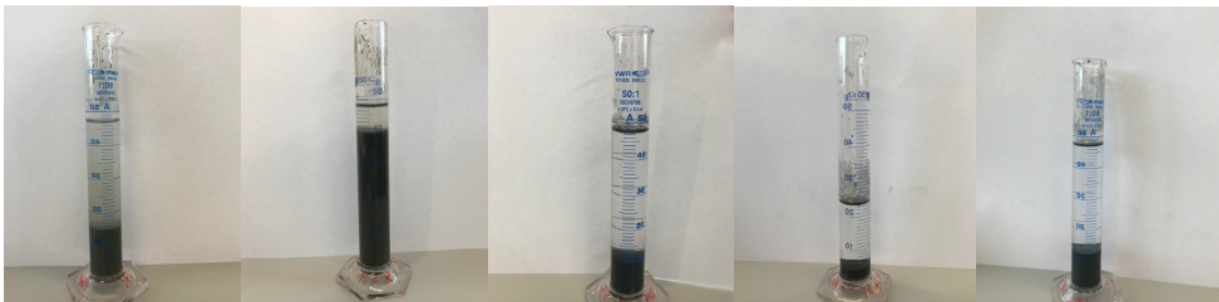
Under våtsiktingen ble det notert at prøve 1S, 2S, 3S og 5S var såpeglatte mellom fingrene, som kan indikere svulleleire. I prøve 5S ble det observert mye glimmer og flak som var lette å brette.

6.4.1 Resultater fra frisvellingstest

Frisvellingstesten ble utført på samtlige prøver av sleppematerialet. Prøve 4S hadde ikke nok materiale $< 20 \mu\text{m}$ til å få 10 ml, som kreves i frisvellingstesten, og testen ble derfor utført med 2,6 ml. Tabell 6.9 viser resultatene fra frisvellingstesten og Figur 6.12 viser bilder av samtlige prøver etter 3 døgn. Prøve 2S og 4S kan klassifiseres som svært aktiv, mens prøve 1S klassifiseres til middels-svært aktiv. Prøve 3S og 5S hadde lavest frisvelling og klassifiseres henholdsvis lite aktiv og lite-middels aktiv.

Tabell 6.9: Resultater fra frisvellingstesten.

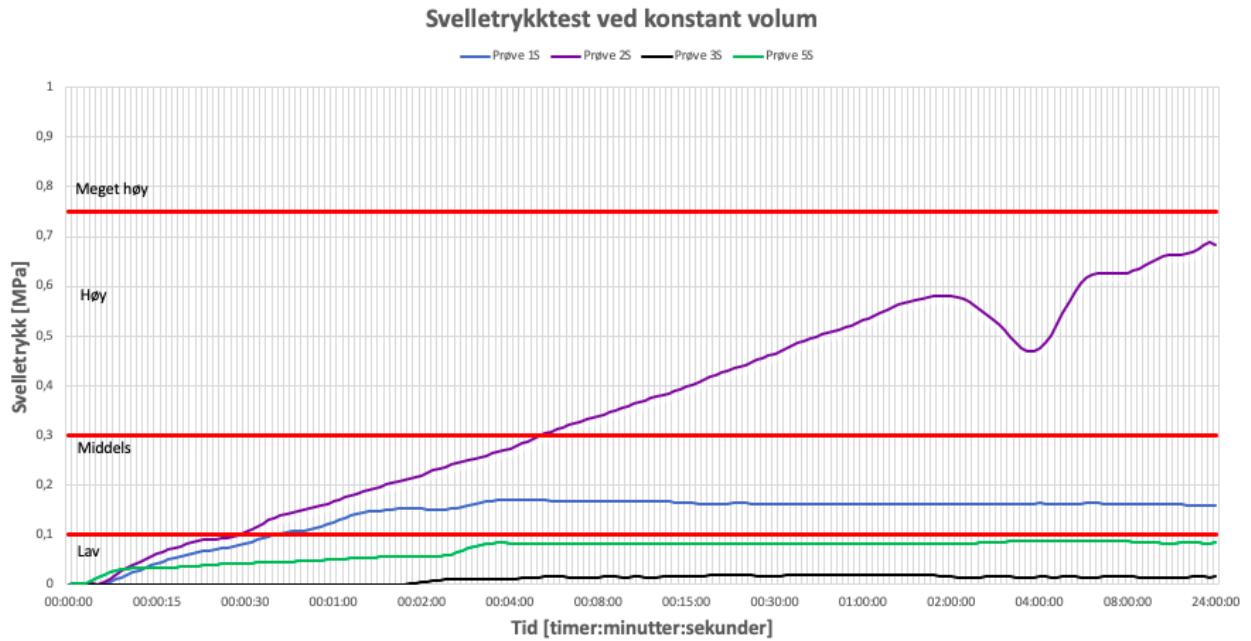
Prøve	V_t (ml)	V_1 (ml)	FS (%)	Klassifisering
1S	10	15	150	Middels-svært aktiv
2S	10	41	410	Svært aktiv
3S	10	10	100	Lite aktiv
4S	2,6	4	154	Svært aktiv
5S	10	12	120	Lite-middels aktiv



Figur 6.12: Frisvellingprøvene etter 3 døgn. Fra venstre: prøve 1S, prøve 2S, prøve 3S, prøve 4S og prøve 5S.

6.4.2 Resultater fra svelletrykktest

Figur 6.13 viser resultatene fra svelletrykktesten. Som figuren viser er det prøve 2S som har høyest svelletrykk med maksimalt svelletrykk på 0,69 MPa, som klassifiseres som høyt svelletrykk. Prøve 1S er i området som klassifiseres som middels svelletrykk, og har et maksimalt svelletrykk på 0,17 MPa. Prøve 3S og 5S er i området som er klassifisert som lavt svelletrykk, med et maksimalt svelletrykk på henholdsvis 0,02 MPa og 0,09 MPa. Prøve 4S hadde for lite materiale $< 20 \mu\text{m}$ til at svelletrykktesten kunne utføres.



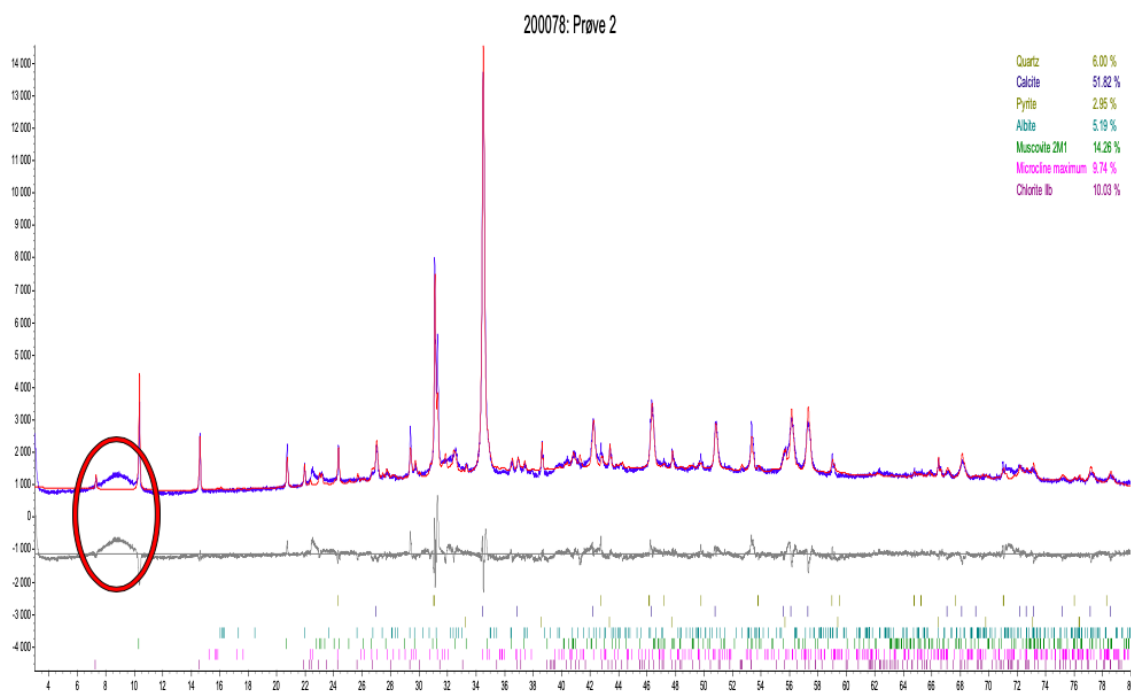
Figur 6.13: Resultater fra svelletrykktest.

6.4.3 Resultater fra XRD-analyse

Tabell 6.10 presenterer resultatene fra XRD-analysen. Diffraktogrammet til samtlige prøver er vist i Vedlegg I. Som tabellen viser er det påvist kvarts, kalsitt, alkalifeltspat, glimmer, kloritt og plagioklas i samtlige prøver. Enkelte av prøvene inneholder også svovelkis, granat og pyroksen. Kvarts, kalsitt og glimmer er de mest fremtredende mineralene. Figur 6.14 viser diffraktogrammet til prøve 2S. Den røde sirkelen på figuren markerer en bue som kan indikere at det er svelleleire i prøven, men det er ikke mulig å kvantifisere mengden med denne testmetoden. På grunn av dette er det ikke angitt prosentvis innhold av svelleleire i prøvene. En indikasjon på svelleleire ut ifra XRD-analysen ble kun påvist i prøve 2S.

Tabell 6.10: Resultater fra XRD-analyse.

Mineral	Prøve 1S (%)	Prøve 2S (%)	Prøve 3S (%)	Prøve 4S (%)	Prøve 5S (%)
Kvarts	32	6	33	58	44
Kalsitt	4	52	3	11	7
Alkalifeltspat	5	10	5	9	6
Glimmer	31	14	31	13	22
Kloritt	16	10	13	5	18
Plagioklas	6	5	10	2	<1
Svovelkis	-	3	-	2	3
Granat	3	-	1	-	-
Pyroksen	3	-	4	-	-

**Figur 6.14:** Diffraktogrammet til prøve 2S. Rød sirkel markerer bue som kan indikere svelleire.

6.4.4 Resultater fra UCS-test

Tabell 6.11 viser resultatene fra UCS-testen. Ifølge Li (2018a) kan prøve 1B, 2B og 3B klassifiseres som veldig sterkt berg, mens prøve 4B kan klassifiseres som ekstremt sterkt berg. Gjennomsnittlig σ_c på 160,4 MPa kan klassifiseres som veldig sterkt berg. Bilder av prøvene

etter UCS-testen vises i Vedlegg J. Bildet viser at prøve 4B har et mye mer kaotisk brudd enn de tre andre.

Tabell 6.11: Resultater fra UCS-test.

Prøve	σ_c (MPa)	Youngs modulus, E (GPa)	Poisson tall, ν	Bruddform
1B	113,7	64,4	0,28	Trappetrinn langs foliasjon
2B	131,4	67,4	0,22	Trappetrinn langs foliasjon
3B	114,9	70,4	0,23	Vertikalbrudd
4B	281,6	67,1	0,27	Kaotisk
Gjennomsnitt	160,4	67,3	0,25	

6.5 Diskusjon av resultater

Dette delkapittelet diskuterer resultatene fra laboratorieundersøkelsene.

Prøve 1S, 2S og 3S

Prøve 1S, 2S og 3S er hentet fra sidetunnelen på Mekjarvik og fikk svært varierende resultater i frisvellingstesten og svelletrykktesten. Prøve 2S er den mest interessante prøven fordi den kan klassifiseres som svært aktiv ut ifra frisvellingstesten og hadde et maksimalt svelletrykk på 0,69 MPa, som klassifiseres som høyt. Som nevnt i Kapittel 4.1.2 antas det at ca. 30 % av svelletrykket målt i svelletrykktest vil belaste sikringen. For prøve 2S tilsvarer dette ca. 0,21 MPa. Prøve 1S og 3S hadde lavere frisvelling og svelletrykk sammenlignet med prøve 2S. XRD-analysen indikerte også svelleleire i prøve 2S, men ikke i prøve 1S og 3S. Disse resultatene kan indikere signifikante lokale variasjoner innad i fyllitten. Dette understreker at det er viktig hvordan prøvetaking i ingeniørgeologi utføres da prøver fra ulike lokaliteter kan ha svært forskjellige egenskaper, til tross for at de er hentet fra samme bergart.

Fra felt og prøveprepareringen var det forventet at prøve 1S, 2S og 3S skulle inneholde grafitt. Dette ble ikke påvist av XRD-analysen. Dette kan skyldes at hovedtoppen til grafitt og kvarts sammenfaller og at det derfor er vanskelig å tolke et eventuelt grafittinnhold. En annen feilkilde med XRD-analysen er at glimmerkornene er flakaktige, og ikke runde som de helst skal være. Dette kan føre til usikre resultater i analysen.

Dette betyr at det ut ifra felt- og laboratorieundersøkelser er påvist både svelleleire og grafitt i fyllitten i sidetunnelen, som kan være dårlig for stabiliteten. Det kan derfor være sannsynlig at svelleleire og grafitt finnes i fyllitten langs hovedtunnelen på Rogfast også. Det må likevel tas i betraktning at innhold materialet $< 20 \mu\text{m}$ er forholdsvis lavt i prøve 1S, 2S og 3S (henholdsvis

13,7 %, 13,6 % og 10,3 %). Dette betyr at det er en relativ liten andel materiale hvor svelleleire og grafitt kan finnes, som er positivt for stabiliteten.

Prøve 4S og 5S

Prøve 4S og 5S er hentet fra borehullet på Sauholmen. I prøve 4S var det kun 0,3 % materiale < 20 μm , som resulterte i at det ikke var nok materiale til svelletrykktesten og at frisvellingstesten ble gjennomført med mindre materiale enn anbefalt. Dette betyr at resultatet fra frisvellingstesten til prøve 4S er meget usikkert og antas derfor å være ugyldige. Resultatene fra frisvellingstest til prøve 4S vil derfor ikke benyttes videre i oppgaven. Prøve 5S fikk ut ifra svelletrykktesten et lavt svelletrykk og ut ifra frisvellingstesten ble prøven klassifisert som lite-middels aktiv. En stor usikkerhet ved disse prøvene er at en del av finstoffmaterialet kan være skylt bort under prøvetakingen, som fører til at laboratorietestene potensielt kan påvise mindre svellende egenskaper enn det som er tilfellet.

Prøve 1B, 2B, 3B og 4B

Et gjennomsnitt fra resultatene fra UCS-testen indikerte at den granittiske gneisen kan klassifiseres som veldig sterkt berg. Prøve 1B, 2B og 3B hadde lavere styrke enn prøve 4B, som er hentet høyere oppe i borehullet. Dette kan tyde på at det er lokale variasjoner i styrkeegenskapene. Variasjonene kan også skyldes at prøve 1B, 2B og 3B hadde en ugunstig foliasjonsretning (ca. 40° fra vertikalen) i forhold til lastretningen, og at de dermed gikk i brudd langs foliasjonen. Dette kan ha resultert i at testresultatene viser en lavere styrke enn det som egentlig er tilfellet. Dette kan også ha ført til at prøve 4B har et mer kaotisk brudd trolig fordi bruddet ikke har gått langs foliasjonen.

Ifølge ISRM (1979) er det anbefalt å teste minst fem prøver for å få et gyldig og realistisk resultat. Det er kun testet fire prøver, som kan føre til at resultatet ikke gir et nyansert nok bilde på virkeligheten.

Felt- og laboratorieundersøkelsene har bidratt til å gi et innblikk i geologien på Rogfast-prosjektet. Det må likevel understrekes at det kun er en svært minimal del som er representert og vurdert i denne oppgaven. Testene gir kun et innblikk i materialet som er testet og ved vurdering av stabilitet og ingeniørgeologiske forhold må disse resultatene vurderes sammen med andre forhold på anlegget og ikke vurderes isolert.

Kapittel 7

Risiko for å møte vanskelige svakhetssoner

Svakhetssoner er ofte blant de mest utfordrende områdene i undersjøiske tunneler og kan føre til forsinkelser og budsjettoverskridelse. Dersom det i tillegg oppstår en rassituasjon kan skade på materiell eller i verste fall personskade forekomme. Det er derfor viktig å ha kunnskap til eventuelle svakhetssoner før de drives inn i.

Kapittel 5 viser at det er forventet flere svakhetssoner langs traseen til Rogfast. Hensikten med dette kapitlet er å analysere og undersøke risiko for å møte vanskelige svakhetssoner langs Rogfasttunnelen. I den forbindelse er det utviklet et poengsystem som anvendes på forventede vanskelige svakhetssoner på Rogfast og på vanskelige svakhetssoner som allerede er drevet gjennom i norske tunneler. Total poengsum vil deretter sammenlignes og gi grunnlag til en diskusjon av risiko for å møte vanskelige svakhetssoner i Rogfast.

7.1 Definisjon av en vanskelig svakhetszone

En vanskelig svakhetszone er et relativt begrep. Derfor er det nødvendig å definere hva som i denne oppgaven menes med en vanskelig svakhetszone. I denne oppgaven vil en svakhetszone defineres som vanskelig dersom de fleste eller samtlige av følgende kriterier er oppfylt:

1. Lav seismisk hastighet

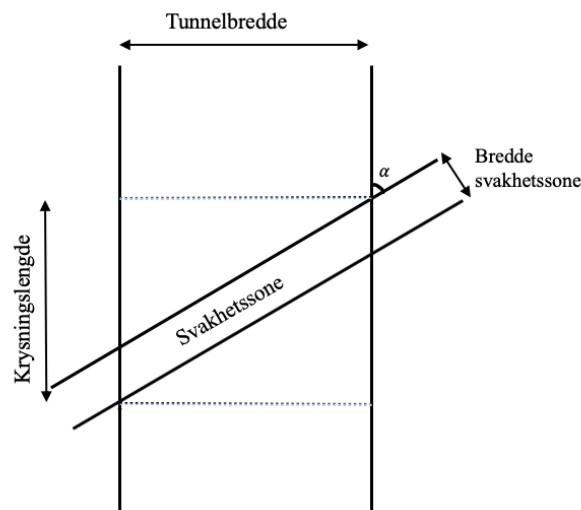
En svakhetszone kjennetegnes av å ha seismisk hastighet lavere enn 4000 m/s. Tabell 5.5 viser antatt sammenheng mellom seismisk hastighet og oppbygning av svakhetssoner. Tabellen indikerer at desto lavere den seismiske hastigheten er, desto dårligere kvalitet forventes det at svakhetssonen har. Den dårlige kvaliteten kan skyldes at berget er oppsprukket, har høyt innhold av løsmasser eller en kombinasjon av dette (Dammyr et al., 2020).

2. Lav bergoverdekning

Ifølge Vegdirektoratet (2020a) er det et krav på minimum 50 m bergoverdekning i undersjøiske tunneler, men lavere overdekning kan godkjennes dersom forholdene tilsier at det er trygt. Optimalisering av bergoverdekningen er viktig når en undersjøisk tunnel skal planlegges. For stor overdekning vil gjøre tunnelen unødvendig lang som fører til at den blir dyrere og tar lengre tid å bygge. På den annen side kan for liten overdekning føre til ustabile bergområder og høyere sannsynlighet for vanninntrengning. Dette er faktorer som i verste fall kan bidra til rassituasjoner i tunnelen (Nilsen, 2012).

3. Betydelig krysningslengde med tunnelen

Krysningslengde representerer lengden en svakhetszone er synlig i tunnelen. Figur 7.1 viser en illustrasjon over en svakhetszone som krysser en tunnel med en vinkel α . Dersom tunnelbredden og bredden på svakhetssonen er kjent, i tillegg til vinkelen (α), kan krysningslengden regnes ut ved hjelp av Ligning 7.1.



Figur 7.1: Illustrasjon av krysningslengde.

$$Krysningslengde = \frac{Svakhetszonebredde}{\sin \alpha} + \frac{Tunnelbredde}{\tan \alpha} \quad (7.1)$$

Tunnelene på Rogfast skal drives med T10,5 tverrsnitt, som innebærer en totalbredde på 10,5 m (Vegdirektoratet, 2020a). Det er to tunnellop med en avstand på 15 m (Dammyr et al., 2019, 2020, 2019). Dette gir en total bredde på 36 m, som er benyttet i utregningen av krysningslengden i denne oppgaven. Dette er et anslag og det er sannsynlig at tunnelbredden stedvis vil avvike fra anslaget.

En smal svakhetszone kan få en lang krysningslengde med tunnelen dersom den treffer tunnelen med en liten vinkel. Dette poengterer at orienteringen til en svakhetszone er av

stor betydning. Det er derfor valgt å benytte krysningslengde, i stedet for svakhetssonens bredde, fordi krysningslengden inkluderer påvirkningen av svakhetssonens orientering.

4. Høyt vanntrykk

Undersjøiske tunneler er dekket av vann som medfører at det bygger seg opp et vanntrykk over tunnelen. Størrelsen på vanntrykket avhenger av hvor mange meter vann det er over tunnelen på det aktuelle stedet. Vertikalt vanntrykk, $\sigma_{v,vann}$, kan regnes ut fra Ligning 7.2.

$$\sigma_{v,vann} = \rho * g * h \quad (7.2)$$

ρ betegner vannets tetthet og settes lik 1000 kg/m^3 , g er tyngdeakselerasjonen og er lik $9,81 \text{ m/s}^2$. h betegner høyden med vann over tunnelen (Broch & Nilsen, 2012). Meter vann over svakhetssonene er lest av fra lengdesnitt og kan inneholde usikkerheter.

Kombinasjon av et høyt vanntrykk og en permeabel svakhetszone kan føre til en kritisk situasjon ved at vannet beveger seg nedover mot tunnelnivå (Nilsen, 2012). En eventuell impermeabel løsmasseoverdekning over svakhetssonen kan derimot virke forseglende og hindre vannet i å bevege seg nedover i svakhetssonen (muntlig samtale med professor Bjørn Nilsen 28.04.20).

5. Svelleleire/grafitt i svakhetssonen

Svulleleire i svakhetssoner kan føre til en suksessiv utgraving av massene og utrasning. Dette er spesielt tilfellet dersom svulleleiren forekommer i stor mektighet og i kombinasjon med oppknust berg i svakhetssoner. Det er vurdert som sannsynlig at det vil være forekomst av svulleleire i svakhetssoner og leirslepper i Rogfasttunnelen (Dammyr et al., 2020).

Grafitt vil virke negativt inn på stabiliteten ved at det vil nedsette friksjonen på sprekker og materiale i svakhetssoner (e-post-korrespondanse med professor Bjørn Nilsen 22.04.20).

6. Løsmasser i svakhetssonen

Svakhetssoner kan inneholde løsmasser, som f.eks. kan forekomme i glasiere erosjonskanaler. Slike soner kan ofte være dype og er vanskelige å bestemme omfanget av før drivestart (Dammyr et al., 2017). Ulempen med løsmasser er at de har lav fasthet og at det dermed kan oppstå stabilitetsproblemer som kan føre til utrasning. Det er likevel mulig å drive gjennom svakhetssoner med løsmasser, men det er viktig å være klar over på forhånd slik at tilstrekkelige sikringsmetoder kan benyttes. Eksempler på tiltak som kan forbedre løsmassenes fasthetsegenskaper er injeksjon, frysing, drenering og forbolting (Aagaard, 2019).

Det er viktig å presisere innledningsvis at det er flere faktorer som har betydning for om en svakhetszone kan karakteriseres som vanskelig. Dette gjelder f.eks. bergspenninger, løsmasselag på sjøbunnen og innvirkning fra nærliggende svakhetssoner. Dette vil diskuteres nærmere i Kapittel 9. I dette kapitlet er det likevel valgt å gjøre en forenkling ved å vurdere svakhetssonene individuelt og ut ifra ovenfornevnte kriterier.

7.2 Poengsystemet

For å klassifisere vanskelighetsgraden er det utarbeidet et poengsystem som vises i Tabell 7.1. I poengsystemet gis hver svakhetszone poeng for hvert kriterium. Til slutt summeres poengene slik at man får en total poengsum. Hvert kriterium er inndelt i poeng fra 1 til 3. 3 representerer forhold som antas å være minst gunstig for tunnelen, mens 1 representerer mer gunstige forhold. Det vil si at desto høyere total poengsum en svakhetszone får, desto høyere vanskelighetsgrad antas det at den har.

For kriterium 1-4 er det delt inn i tallintervall etter verdier som er sannsynlig å møte i undersjøiske tunneler. Kriterium 5 og 6 skiller seg fra de andre kriteriene da det ikke er mulig å dele inn i tallintervall. En inndeling ved *påvist - sannsynlig - usikkert/ikke påvist* er derfor valgt. *Påvist* kan benyttes dersom svelleleire, grafitt eller løsmasser er påvist ved kjerneboring eller ved observasjon under driving. *Sannsynlig* benyttes der det er sannsynlig at svelleleire, grafitt eller løsmasser vil forekomme ut ifra erfaringer fra nærliggende anlegg, aktuell bergart og generell geologisk kompetanse. *Usikkert/ikke påvist* benyttes dersom det ikke er grunnlag for å avgjøre. Det presiseres at dette er en usikker og subjektiv inndeling som kan inneholde store usikkerheter. I poengsystemet er det antatt at alle kriteriene har like stor innvirkning på vanskelighetsgraden og de er derfor vektet likt.

Det presiseres at i denne masteroppgaven vil poengsystemet anvendes på svakhetssoner som i utgangspunktet er forventet å ha høy vanskelighetsgrad. Det vil si at poengsystemet gir en relativ total poengsum, der sonene som får høyest total poengsum antas å ha høyest vanskelighetsgrad av de vanskelige svakhetssonene. Likeledes vil sonene som får lavest total poengsum antas å ha lavest vanskelighetsgrad av de vanskelige sonene.

Tabell 7.1: Poengsystem for klassifisering av svakhetssoner i undersjøiske tunneler.

1. Gjennomsnittlig seismisk hastighet (m/s)	>3500	3000-3500	<3000
Poeng	1	2	3
2. Gjennomsnittlig bergoverdekning (m)	>70	50-70	<50
Poeng	1	2	3
3. Krysningslengde (m)	<50	50-100	>100
Poeng	1	2	3
4. Vanntrykk ($\sigma_{v,vann}$) (MPa)	<1	1-2	>2
Poeng	1	2	3
5. Svelleleire/grafitt i svakhetsone	Usikkert/Ikke påvist	Sannsynlig	Påvist
Poeng	1	2	3
6. Løsmasser i svakhetsone	Usikkert/Ikke påvist	Sannsynlig	Påvist
Poeng	1	2	3

7.3 Vanskelige svakhetssoner langs Rogfasttunnelen

Basert på kriteriene beskrevet i Kapittel 7.1 er det valgt ut åtte svakhetssoner som antas å bli blant de vanskeligste svakhetssonene langs Rogfasttunnelen. Samtlige av de utvalgte svakhetssonene ligger innenfor områdene beskrevet i Kapittel 5.6. Det er forsøkt å velge ut vanskelige svakhetssoner som representerer ulike seksjoner av tunnelen, for å få et representativt innblikk i vanskelighetsgraden langs hele tunneltrassen.

Tabell 7.2 viser en oversikt over nøkkeldata til de åtte utvalgte svakhetssonene. Svakhetssonene som er valgt ut, med unntak av svakhetsone 3, er klassifisert til å være i klasse III. Svakhetsone 3 er inkludert likevel fordi den har en bergoverdekning på kun 10 meter. Begrunnelse for utvalg av hver enkelt svakhetsone er presentert i Tabell 7.3. Nøkkeldataen, som er presentert i Tabell 7.2, er hentet fra ingeniørgeologisk rapport til konkurransegrunnlaget. Meter vann over svakhetsone (brukt til å regne ut vanntrykket), løsmasseoverdekningen og dybden er lest av fra lengdesnitt og kan derfor inneholde usikkerheter. Lengdesnittene vises i Vedlegg A, B og C.

Tabell 7.2: Nøkkeldata til de åtte utvalgte svakhetssonene langs Rogfasttunnelen. For seismisk hastighet og bergoverdekning er det oppgitt gjennomsnittsverdi (Dammyr et al., 2019, 2020, 2019).

	3	19	48	22	32	37	31	28
Profilnr.	1260	7125	13970	15871	17989	19587	20232	20600
Seismisk hastighet (m/s)	2900	3250	3200	2650	2750	3450	2950	2750
Krysningslengde (m)	128	66	95	31	206	48	64	82
Vanntrykk ($\sigma_{v,vann}$) (MPa)	0	1,2	0,5	1,9	1,9	3,0	2,7	2,3
Bergoverdekning (m)	10	70	189	79	157	74	76	87
Løsmasseoverdekning (m)	10	80	5	10	2	3	0	10
Dybde (m.o.h.)	0	-280	-249	-284	-357	-382	-352	-335

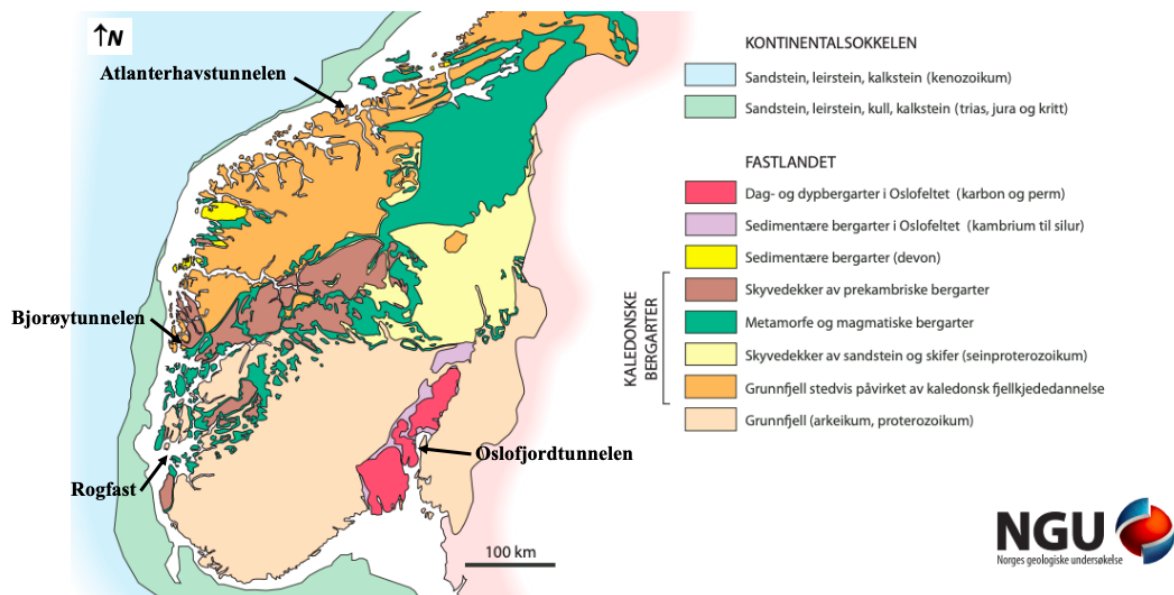
Tabell 7.3: Begrunnelse for utvalg av svakhetssoner langs Rogfasttunnelen.

Svakhetssonenr.	Faktorer av betydning for utvalg av svakhetszone
3	Lav seismisk hastighet, meget lav bergoverdekning og lang krysningslengde.
19	Lav seismisk hastighet, lang krysningslengde, relativt høyt vanntrykk og relativ dyp beliggenhet.
48	Lav seismisk hastighet, lang krysningslengde og relativ dyp beliggenhet.
22	Lav seismisk hastighet, relativt lang krysningslengde, relativt høyt vanntrykk og relativ dyp beliggenhet.
32	Lav seismisk hastighet, meget lang krysningslengde, relativt høyt vanntrykk og meget dyp beliggenhet.
37	Lav seismisk hastighet, relativt lang krysningslengde, meget høyt vanntrykk og meget dyp beliggenhet.
31	Lav seismisk hastighet, lang krysningslengde, meget høyt vanntrykk og meget dyp beliggenhet.
28	Lav seismisk hastighet, lang krysningslengde, meget høyt vanntrykk og meget dyp beliggenhet.

7.4 Vanskelige svakhetssoner i Bjørøy-, Atlanterhavs- og Oslofjordtunnelen

I prosjektoppgaven skrevet av undertegnede høsten 2019 ble seks undersjøiske tunneler analysert med fokus på svakhetssoner. I tre av tunnelene, Bjørøy-, Atlanterhavs- og Oslofjordtunnelen, ble det møtt spesielt vanskelige svakhetssoner som det var utfordrende å drive gjennom.

Svakhetssonene derfra er derfor inkludert som sammenligningsgrunnlag i denne oppgaven. For detaljert beskrivelse av situasjonen i hver av de tre tunnelene henvises det til Kapittel 2 og prosjektoppgaven skrevet av undertegnede, se Larsen (2019). Figur 7.2 viser hvordan tunnelene er plassert i forhold til Rogfast og viser at tunnelene ligger i forskjellig geologisk miljø. Atlanterhavstunnelen, Bjørøytunnelen og Rogfast ligger i områder påvirket av kaledonske bergarter, men med lokale variasjoner. Oslofjordtunnelen ligger i Oslofeltet med dag- og dypbergarter fra karbon og perm. Både Rogfast og Oslofjordtunnelen går delvis gjennom grunnfjellet (NGU, 2015). I tillegg skal Rogfast drives dypere enn det er gjort i de andre tunnelene. Disse faktorene gjør at erfaringene fra svakhetssonene i Bjørøy- Oslofjord og Atlanterhavstunnelen nødvendigvis ikke er direkte overførbare til svakhetssoner i Rogfasttunnelen.



Figur 7.2: Omtrentlig plassering til Bjørøytunnelen, Oslofjordtunnelen, Atlanterhavstunnelen og Rogfast. Geologisk kart over Norge i bakgrunnen. Modifisert etter NGU (2015).

Tabell 7.4 viser en oversikt over nøkkeldata til svakhetssonene i Bjørøy-, Atlanterhavs- og Oslofjordtunnelen. Det har ikke lyktes å finne eksakt bergoverdekning og løsmasseoverdekning over Hurumsonen. Tolkninger av blant annet Palmstrøm (2003) indikerer at løsmassene går helt ned til tunnelnivå. Derfor er det antatt at bergoverdekningen er mindre enn 50 m, løsmasseoverdekningen større enn 50 m og at det dermed er 120 m vann over tunnelen. Dette samsvarer med GEOFROST (uå) hvor det står at svakhetssonen ble møtt med et hydrostatisk trykk på 120 m, som tilsvarer dybden til tunnelen i det aktuelle området.

Tabell 7.4: Vanskelige svakhetssoner i Bjorøy-, Atlanterhavs- og Oslofjordtunnelen. Nøkkeldataen til Bjorøytunnelen er hentet fra Nilsen (2012); Fossen et al. (1997). Nøkkeldataen til Atlanterhavstunnelen er hentet fra Nilsen (2012), mens nøkkeldataen til Oslofjordtunnelen er hentet fra GEOFROST (uå); Palmstrøm (2003).

	Bjorøytunnelen (ca. profil 1450)	Atlanterhavstunnelen (profil 6242)	Oslofjordtunnelen (Hurumsonen)
Seismisk hastighet (m/s)	2500	2800	2600
Krysningslengde (m)	22,5	28	15
Vanntrykk ($\sigma_{v,vann}$) (MPa)	0,3	1,6	1,2
Bergoverdekning (m)	35	45	<50
Løsmasseoverdekning (m)	7,5	20	>50
Dybde (m.o.h.)	-70	-225	-120
Hovedbergart	Prekambrisk gneis	Prekambrisk granittisk gneis	Granittisk gneis

7.5 Bestemmelse av vanskelighetsgrad

Poeng for kriterium 1-4 er bestemt direkte ut ifra nøkkeldataen oppgitt i Tabell 7.2 og 7.4. Kriterium 5 og 6 er vurdert og begrunnelse er derfor gitt i påfølgende avsnitt. Poengene og total poengsum til svakhetssonene på Rogfast vises i Tabell 7.6, mens poengene og total poengsum til svakhetssonene i Bjorøy-, Oslofjord- og Atlanterhavstunnelen vises i Tabell 7.7.

Svakhetszone 3

Svakhetszone 3 er lokalisert i Ryfylkeskiferen hvor det er forventet fyllitt, glimmerskifer og kvartsrik skifer. Det har vært utført en kjerneboring fra Tungenes (BH-05-2016) i samme bergart. Borehullet er lokalisert ca. 3 km fra svakhetszone 3. Dette borehullet indikerte grafitt, i tillegg til en leirholdig sone. Svakhetszone 3 ligger i nærheten av Sentralrenseanlegg Nord-Jæren (SNJ), Byfjordtunnelen og sidetunnelen på Mekjarvik som er drevet i samme bergart. Dette gjør at det er mulig å hente erfaring derfra. Under driving av disse tunnelene ble det ikke rapportert om utfordringer i svakhetssoner knyttet til svelleleire, grafitt eller løsmasser (Dammyr et al., 2019; Eldevik & Riste, 2019). Under befaring til sidetunnel Mekjarvik ble det observert grafitt i sprekkematerialet. Ut ifra laboratorieundersøkelsene, presentert i Kapittel 6, ble det i prøve 2S fra sidetunnelen på Mekjarvik påvist et svelletrykk på 0,69 MPa og en frisvelling på 410 %. Det var imidlertid store variasjoner i svelletrykk og frisvelling på prøvene som ble tatt i sidetunnelen på Mekjarvik, som indikerer lokale variasjoner. Det antas derfor at det er sannsynlig at det er svelleleire og/eller grafitt i svakhetszone 3. Det er usikkert om det er løsmasser i svakhetssonen. På bakgrunn av denne informasjonen gis det følgende poeng:

- Kriterium 5: 2 poeng
- Kriterium 6: 1 poeng

Svakhetszone 19

Svakhetszone 19 er lokalisert i Tungenesforkastningen i Karmøy ofiolitten, hvor det er forventet at bergartene er gabbro, intrusivt mafisk og ultramafisk berg. Det er kjerneboret på Alstein, som er lokalisert i samme bergart. Avstanden mellom svakhetszone 19 og kjerneborhullet på Alstein er ca. 1 km. Resultatene fra kjerneborhullet vitner ikke om hverken svelleleire, grafitt eller løsmasser (Dammyr et al., 2019). Fordi det ikke er informasjon om at denne svakhetssonen vil inneholde svelleleire, grafitt eller løsmasser gis følgende poeng:

- Kriterium 5: 1 poeng
- Kriterium 6: 1 poeng

Svakhetszone 48

Svakhetszone 48 ligger i en forsenkning i terrenget øst for Kvitsøy i Karmøy ofiolitten. Basert på kjerneboring fra Krågøy Nord antas svakhetszone 48 å være en knusningszone. Det er prøvd å bore gjennom svakhetssonen fra borehull fra Krågøy og Hestholmen også, men uten hell. Krågøy Nord er boret i to grener (A og B) som begge raste sammen og kollapset. Begge grenene treffer svakhetszone 48 ved ulike dyp. Kjerneprøvene fra begge grenene viser betydelige områder med svært dårlig bergmassekvalitet og svelleleire er påvist. Det er ikke rapportert om løsmasser (Holmøy et al., 2015). Fra kjerneboringen på Krågøy Nord, som treffer svakhetssonen to ganger, er det observert grønnstein, kvartsrik skifer og grafittrik svartskifer (Dammyr et al., 2020). På bakgrunn av at det er påvist svelleleire og grafitt i borehullet gis det følgende poeng:

- Kriterium 5: 3 poeng
- Kriterium 6: 1 poeng

Svakhetszone 22

Svakhetszone 22 er truffet av kjerneboring fra Sauholmen, hvor det ble påvist en sand- og grusleppe med høyt vanntrykk og områder med lav RQD-verdi. Svakhetszone 22 ligger i Karmøy ofiolitten og kjerneborhullet fra Sauholmen indikerer vekselvis grønnstein og grafittrik svartskifer, med partier med kvartsrike svartskifre (Dammyr et al., 2020). Det er utført flere laborietester i borehullet fra Sauholmen, både i forbindelse med denne masteroppgaven og i forbindelse med tidligere undersøkelser. I forbindelse med denne masteroppgaven er det utført XRD-test, frisvellingstest og svelletrykktest, se Kapittel 6. Tabell 7.5 oppsummerer resultatene

fra laboratorietestene utført på materiale fra kjerneborhullet på Sauholmen. Svakhetszone 22 er observert ved ca. 679 m i hull A og ca. 665,8 - 668 m i hull B (Holmøy et al., 2015).

Tabell 7.5: Resultater fra laboratorietester utført på materialet fra kjerneborhullet på Sauholmen. Basert på Holmøy et al. (2015) og Kapittel 6.

Lengde i borehull (m)	FS (%)	Svelletrykk (MPa)	Utført av
184 (hull A)	126 (middels aktiv)	0,27 (moderat)	Sintef Byggforsk
533 (hull A)	126 (middels aktiv)	Ikke nok materiale	Sintef Byggforsk
558 (hull B)	127 (middels aktiv)	Ikke nok materiale	Sintef Byggforsk
Prøve 5S: 536,4-536,6	120 (lite-middels aktiv)	0,09 (lavt)	Nordbø og Larsen

Det er observert grafittrik svartskifer i kjerneborehullet, derfor vurderes det som sannsynlig at det er grafitt i svakhetssonen. Det er i tillegg påvist aktiv svelleleire og løsmasser i kjerneborehull som treffer svakhetssonen. På bakgrunn av denne informasjonen gis det følgende poeng:

- Kriterium 5: 3 poeng
- Kriterium 6: 3 poeng

Svakhetszone 32

Svakhetszone 32 treffes av borehull 2 fra havbunnen og ligger i Karmøy ofiolitten. Bergarter observert fra borehull 2 er som følger: svartskifer, grafittisk skifer, skifer, grå til grønn fyllitt og grønn klorittisk skifer med smale kvartsårer. Det er gjort frisvellingstest ved dyp 361 m og 380,5 m. Resultatene her var henholdsvis frisvelling på 100 % (middels) og 90 % (lavt). XRD-test for borehullet indikerer soner med smektitt (Dammyr et al., 2020). Borehullet preges av oppsprukket og oppknust bergmasse med stort kjernetap (Holmøy et al., 2015). Det er ikke observert løsmasser i borehull 2. På bakgrunn av at det er påvist grafitt og smektittsoner i borehullet gis det følgende poeng:

- Kriterium 5: 3 poeng
- Kriterium 6: 1 poeng

Svakhetszone 37, 31 og 28

Disse tre svakhetssonene diskuteres i samme avsnitt fordi de alle ligger i autokton grunnfjells-gneis og granitt. I tillegg er det kun et kjerneborhull i området, borehull 4 fra havbunnen, som ligger henholdsvis ca. 500 m, 250 m og 600 m fra svakhetszone 37, 31 og 28. I dette borehullet ble det påvist foldet granittisk til granodiorittisk gneis, med stedvis sprekkefyll med leire (Dammyr et al., 2019). Det er også utført XRD-test av borehull 4. Her ble det påvist soner med

smektitt (Dammyr et al., 2020). Sidetunnelen på Arsvågen er drevet gjennom samme bergartsgruppe. Her ble det ved profil 1214 i løp 34100 drevet gjennom en svakhetsone med svelleleire (Jensen & Eldevik, 2020). På grunnlag fra erfaringene fra sidetunnelene på Arsvågen og at det er påvist smektitt ved XRD-analyse anses det som sannsynlig at det kan være svelleleire i svakhetssonene 37, 31 og 28. Det er ikke grunnlag for å vurdere om det er løsmasser i svakhetssonene. På bakgrunn av dette gis det følgende poeng:

- Kriterium 5: 2 poeng
- Kriterium 6: 1 poeng

Bjørøytunnelen (ca. profil 1450)

Det er ikke funnet beskrivelser om at det ble observert svelleleire eller grafitt i svakhetssonen i Bjørøytunnelen. Svakhetssonen besto av knust berg blandet med sand, leire og kullfragmenter med høy permeabilitet som i stor grad bidro til å gjøre svakhetssonen krevende (Nilsen, 2012). På bakgrunn av denne informasjonen gis det følgende poeng:

- Kriterium 5: 1 poeng
- Kriterium 6: 3 poeng

Atlantehavstunnelen (profil 6242)

Ifølge Dammyr et al. (2017) ble svelleleire påvist i svakhetssonen i Atlantehavstunnelen. Svelleleiren bidro til å gjøre svakhetssonen enda mer krevende å krysse da den førte til nedsatt intern friksjon i bergmassen. Ifølge Nilsen (2011) var hovedgrunnen til stabilitetsproblemene hovedsakelig en kombinasjon av bergmasse med veldig dårlig kvalitet og stor vanninnlekkasje. Kriterium 5 gis likevel 3 poeng siden svelleleire ble påvist i sonen og antas å ha gjort svakhetssonen enda mer utfordrende. Svakhetssonen besto i hovedsak av oppknust berg (Dammyr et al., 2017) og det er ikke rapportert om funn av løsmasser i svakhetssonen. På bakgrunn av dette gis det følgende poeng:

- Kriterium 5: 3 poeng
- Kriterium 6: 1 poeng

Oslofjordtunnelen (Hurumsonen)

Det er ikke rapportert om svelleleire eller grafitt og det antas derfor at det ikke forekom i Hurumsonen. Ifølge Dammyr et al. (2017) var Hurumsonen en permeabel glasial erosjonskanal fylt med oppknust berg nederst, morene i midten og glasifluviale avsetninger på toppen, med kornstørrelser fra sand til blokk. På bakgrunn av dette gis det følgende poeng:

- Kriterium 5: 1 poeng
- Kriterium 6: 3 poeng

Tabell 7.6: Poengtabell for svakhetssonene i Rogfast.

	3	19	48	22	32	37	31	28
1. Seismisk hastighet	3	2	2	3	3	2	3	3
2. Bergoverdekning	3	2	1	1	1	1	1	1
3. Krysningslengde	3	2	2	1	3	1	2	2
4. Vanntrykk	1	2	1	2	2	3	3	3
5. Svelleleire/grafitt i svakhetszone	2	1	3	3	3	2	2	2
6. Løsmasser i svakhetszone	1	1	1	3	1	1	1	1
Total poengsum	13	10	10	13	13	10	12	12

Kommentar til svakhetszone 22

Svakhetszone 22 ligger i området nord for Kvitsøy som er påvirket av at Kvitsøykrysset er hevet ca. 20 meter. Dette har resultert i at bergoverdekningen i området er redusert med ca. 16 meter (e-post korrespondanse med byggeleder Sveinung Brude 30.05.20). Ut ifra Tabell 7.2 vil svakhetszone 22 da få en bergoverdekning på ca. 63 meter. Dette vil resultere i at svakhetssonen får 2 poeng på bergoverdekning-kriteriet, i stedet for 1 poeng, som igjen fører til at svakhetssonen får en total poengsum på 14 poeng. Total poengsum på 14 poeng er den høyeste poengsummen til svakhetssonene på Rogfast, og betyr at svakhetszone 22 får høyest vanskelighetsgrad. Det er likevel valgt å ta utgangspunkt i en overdekning på 79 m, da det er det som står i den nyeste rapporten undertegnede har tilgang til.

Tabell 7.7: Poengtabell for svakhetssonene i Bjørøy-, Atlanterhavs- og Oslofjordtunnelen.

	Bjørøytunnelen (ca. profil 1450)	Atlanterhavstunnelen (profil 6242)	Oslofjordtunnelen (Hurumsonen)
1. Seismisk hastighet	3	3	3
2. Bergoverdekning	3	3	3
3. Krysningslengde	1	1	1
4. Vanntrykk	1	2	2
5. Svelleleire/grafitt i svakhetszone	1	3	1
6. Løsmasser i svakhetszone	3	1	3
Total poengsum	12	13	13

7.6 Vurdering av risiko for å møte vanskelige svakhetssoner

Tabell 7.6 og 7.7 viser total poengsum for svakhetssonene i henholdsvis Rogfasttunnelen og Bjørøy-, Oslofjord- og Atlanterhavstunnelen. Sistnevnte tunneler er ferdigstilte og det er dermed en høyere grad av sikkerhet i inngangsparameterene i disse tunnelene enn i inngangsparameterne til svakhetssonene på Rogfast, som i sin helhet er basert på forundersøkelser og antagelser. Det er spesielt krysningslengde og tilstedeværelse av svelleleire, grafitt og løsmasser i svakhetssonene som er mer nøyaktige inngangsparametere i de ferdigstilte tunnelene.

De ferdigstilte tunnelene har fått 3 poeng på seismisk hastighet og bergoverdekning. Til sammenligning har svakhetssonene på Rogfast fått 2-3 poeng på seismisk hastighet, men lavere poeng (1-2 poeng) på bergoverdekning. Unntaket er svakhetszone 3 som har fått 3 poeng. Dette kan være positivt med hensyn til svakhetssonene i Rogfast, da lav bergoverdekning har vært et fellestrekk med problemsoner i de ferdigstilte tunnelene. Samtlige av de ferdigstilte tunnelene har kun fått 1 poeng på krysningslengde-kriteriet, mens svakhetssonene på Rogfast har varierende og generelt høyere poeng på dette punktet. Det kan trekkes frem at krysningslengde nødvendigvis ikke har vært utslagsgivende for problemer knyttet til svakhetssoner i de ferdigstilte tunnelene.

Generelt har det vært lavere vanntrykk i de ferdigstilte tunnelene, enn det som er forventet å være tilfellet i Rogfast. Dette er dog naturlig da Rogfast skal bli Norges dypeste tunnel ved ferdigstilling. På dette punktet er det derfor ikke lett å trekke en konklusjon fra de ferdigstilte tunnelene. Det kan tenkes at det høye vanntrykket i Rogfast vil virke inn på svakhetssoner på en måte som ikke tidligere er erfart i norske tunneler.

Svelleleire og grafitt i svakhetssonene har ikke vært utslagsgivende for problemsonene i de ferdigstilte tunnelene. Svelleleire og grafitt er påvist og sannsynlig flere steder langs Rogfast. Selv om det ikke har vært utslagsgivende i de tre ferdigstilte tunnelene er det for snevert sammenligningsgrunnlag til å avskrive svelleleire og grafitt som viktig faktor til omfattende stabilitetsproblemer.

Bjørøy- og Oslofjordtunnelen har fått 3 poeng på kriteriet med løsmasser i svakhetssonene og løsmasser var i de tilfellene en av hovedgrunnene til omfattende problemer. Løsmasser i svakhetssonene på Rogfast er foreløpig kun påvist i svakhetszone 20, 21 og 22. Løsmasser, og særlig i kombinasjon med høyt vanntrykk, kan føre til kritiske situasjoner som det er nødvendig å overvåke nøye.

Dersom det tas utgangspunkt i Tabell 7.7, som gir et reelt bilde på situasjonen i Bjørøy-,

Atlantehavs- og Oslofjordtunnelen, kan det tyde på at lav seismisk hastighet, lav bergoverdekning og løsmasser i svakhetssoner har vært fellestrekk med problemsonene. Krysningsslengde, vanntrykk, svelleleire og grafitt ser ut til å ha hatt mindre innvirkning. Dette er dog et smalt utvalg problemsoner og det må derfor ses på flere problemsoner for å få en bredere vurdering. I Rogfast derimot er det generelt høye poeng på seismisk hastighet, krysningsslengde, vanntrykk, svelleleire og grafitt, som kan indikere at dette er faktorer som kan føre til problemer knyttet til svakhetssoner.

For svakhetssonene i Bjørøy-, Atlantehavs- og Oslofjordtunnelen vet man, basert på erfaringene fra drivingen, at svakhetssonene var vanskelige og gjorde drivingen krevende. Ved å sammenligne total poengsum til svakhetssonene i Bjørøy- Oslofjord- og Atlantehavstunnelen med total poengsum til svakhetssonene i Rogfast ser man at fem av svakhetssonene på Rogfast har total poengsum i samme området som svakhetssonene i Bjørøy-, Oslofjord og Atlantehavstunnelen (total poengsum på 12-13). På bakgrunn av dette er det logisk å anta at det er en risiko for å møte like vanskelige svakhetssoner i Rogfast som det ble gjort i Bjørøy-, Oslofjord- og Atlantehavstunnelen. Bjørøy-, Atlantehavs- og Oslofjordtunnelen brukes på denne måten som en ”verifisering” av poengsystemet da disse tunnelene er ferdigdrevet og erfaringen derfra er reell og ikke kun basert på antagelser og forundersøkelser.

7.7 Fordeler, ulemper og anvendelighet til poengsystemet

Poengsystemet, i Tabell 7.1, er inspirert av Norconsult sin klassifisering av svakhetssoner som er presentert i Kapittel 5.4. Fordelen med poengsystemet utarbeidet i denne oppgaven er at det tar hensyn til flere faktorer og er spesielt utviklet for svakhetssoner i undersjøiske tunneler. Det er i tillegg et brukervennlig system som krever inngangsparametere som ofte er tilgjengelige. I denne oppgaven er systemet anvendt på svakhetssoner som i utgangspunktet er forventet å være vanskelige, men det er mulig å anvende systemet på alle forventede svakhetssoner.

En annen fordel med poengsystemet er at det gir en skjematisk framstilling av hvilke forhold ved hver svakhetszone som er forventet å gjøre den vanskelig. På denne måten er det mulig å tilpasse sikringsmengden individuelt, og unngå å over- eller undersikre svakhetssonene. F.eks. vil det ved en svakhetszone som scorer høyt på svelleleire være viktig å tilpasse sikringen slik at sikringskonstruksjonen tåler et eventuelt svelletrykk. Ved en kombinasjon av løsmasser og høyt vanntrykk vil injeksjon, forbolter eller frysing være mulige tiltak for å stabilisere bergmassen før den drives gjennom. Dersom det er forventet lav bergoverdekning kan ekstra ressurser settes

inn på kjerneboring foran stuff, mens det i områder med forventet høy bergoverdekning kan brukes mindre ressurser på det. Tanken er derfor at poengsystemet kan brukes til å optimalisere sikringsmengden.

En ulempe med poengsystemet er at det er antatt at alle kriteriene vil ha like stor innvirkning på vanskelighetsgraden. Dette er ikke nødvendigvis tilfellet og en mulighet ville derfor vært å vekte de ulike kriteriene. For å få til en hensiktsmessig vurdering av hvor mye hvert kriterium burde vektet burde det foreligge et større grunnlagsmateriale. Det vil si det burde utføres et bredt litteratursøk på undersjøiske tunneler, både i Norge og resten av verden, på hvilke forhold som gjør en svakhetszone vanskelig. En annen mulighet, i stedet for å vekte kriteriene, ville vært å angitt flere poengverdier innad i hvert kriterium, og på den måten fått frem nyansene i hver svakhetszone tydeligere.

En annen ulempe med poengsystemet er at enkelte av kriteriene er vanskelige å vurdere og at det dermed blir en subjektiv vurdering. Dette gjelder spesielt kriterium 5 og 6. Det er også en usikkerhet med poengsystemet at poengene som settes for svakhetssonene i Rogfast bygger på usikre antagelser fra forundersøkelsene. Det er i tillegg lengre deler av traseen som ikke er undersøkt med kjerneboring. Dette gjør at det er flere geologiske forhold som er meget usikre og dermed blir også poengene usikre.

Det er viktig at poengsystemet brukes på en kritisk måte og at resultatene fra systemet vurderes i sammenheng med ingeniørgeologisk kompetanse. Poengsystemet tar ikke hensyn til alle kriterier som har innvirkning på vanskelighetsgraden, og i tillegg kan kriterier virke inn på hverandre på måter som ikke kommer frem i poengsystemet. I Kapittel 9 vil det gis en ytterligere diskusjon av vanskelighetsgrad og sikringsbehov og der vil enkelte av kriteriene som ikke er inkludert i poengsystemet diskuteres.

Kapittel 8

Sikringsbehov til utvalgte svakhetssoner

Formålet med dette kapittelet er å vurdere sikringsbehovet til de åtte utvalgte svakhetssonene på Rogfast fra Kapittel 7, se Tabell 7.2. Det vil i tillegg utføres numerisk analyse i RS2 på en av svakhetssonene. Hensikten med den numeriske analysen er å få et innblikk i spenning- og deformasjonsforholdene til svakhetssonen, både med og uten sikring.

8.1 Sikringsbehov til utvalgte svakhetssoner

Rogfasttunnelen skal generelt sikres etter tabell i Vedlegg E, som benytter Q-verdi til å angi bergmasseklasse og sikringsklasse. Ved sikring av svakhetssoner er det ikke kun Q-verdi som er utslagsgivende for valg av sikringsmetode, f.eks. så har karakter og orientering innvirkning på sikringsbehovet. I svakhetssoner vil det derfor være behov for en nøyere og individuell vurdering av sikringsmetode (Dammyr et al., 2020).

En utfordring med svakhetssoner i undersjøiske tunneler er at det ikke er mulig å observere dem på forhånd, og at det dermed er flere karakteristikk ved svakhetssonene som er usikre ved drivestart. Eneste mulighet til å observere svakhetssoner under vann før driving er å kjernebore gjennom dem. Kun tre av svakhetssonene i Tabell 7.2 er truffet av kjerneboring. Dette medfører at til tross for at Q-verdi egentlig ikke er tilstrekkelig for å bestemme sikring gjennom svakhetssoner anses det i denne oppgaven som en tilstrekkelig første tilnærming i mangel på ytterligere informasjon. For å finne Q-verdi til svakhetssonene vil korrelasjonen mellom seismisk hastighet (V_p) og Q-verdi i Likning 8.1 benyttes (Barton & Grimstad, 2014). Merk at en sone med lav seismisk hastighet ikke nødvendigvis er en svakhetszone, og at det dermed ikke er et entydig forhold mellom lav seismisk hastighet og svakhetssoner. Ifølge Nordbø (2019) vil det f.eks. være vanskelig å skille mellom et parti med høy oppsprekking og en svakhetszone kun ut ifra seismisk hastighet. Dette vil imidlertid ha betydning for stabiliteten.

$$Q = 10^{V_p - 3,5} \quad (8.1)$$

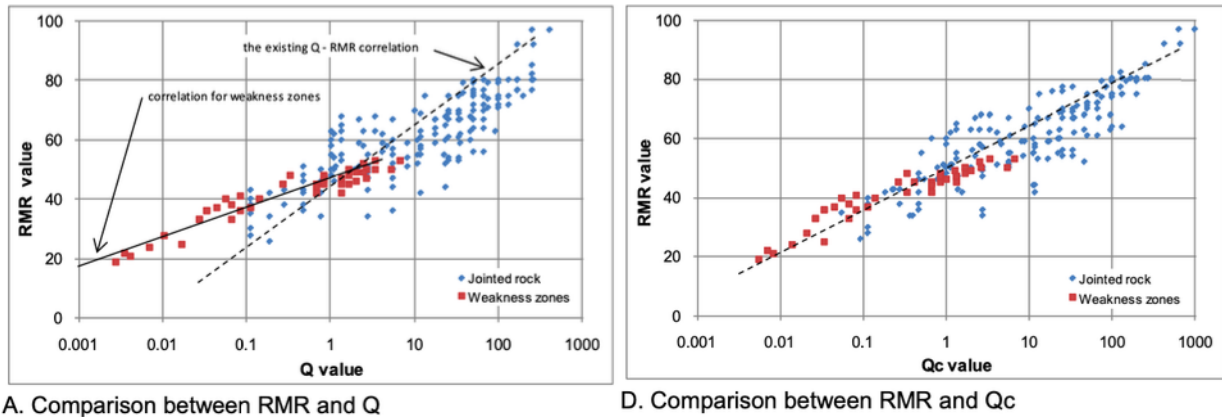
Ved hjelp av Likning 8.2 kan RMR-verdien regnes ut når Q-verdien er funnet (Palmstrøm, 2009). RMR-verdien er en del av RMR-systemet ("Rock Mass Rating") som er et klassifiseringssystem utviklet av CSIR ("Council for Scientific and Industrial Research") i Sør-Afrika i 1973. Systemet baserer seg på fem parametere: styrken til intakt berg, RQD-indeksen, sprekkeavstand, sprekkekarakter og grunnvannsforhold. Alle parameterene gis en verdi og vektlegges ut ifra en klassifiseringstabell. RMR-verdien finnes ved å summere verdiene. En høy RMR-verdi indikerer god kvalitet på bergmassen (Broch & Nilsen, 2012).

$$RMR = 9 * \ln(Q) + 44 \quad (8.2)$$

RMR-verdien kan deretter benyttes til å angi sikring basert på empiri. Ved hjelp av diagrammet i Vedlegg K kan RMR-verdien, i kombinasjon med usikret spennvidde, benyttes til å angi ståtid for et bergrom. Ståtiden indikerer hvor lenge et bergrom kan stå usikret uten å rase (Broch & Nilsen, 2012).

En ulempe med korrelasjonen i Likning 8.1 er at den kun tar hensyn til seismisk hastighet og som nevnt ovenfor er det flere faktorer som har betydning for svakhetssoners sikringsbehov. Det er i tillegg diskutabelt hvor god korrelasjon Likning 8.1 og 8.2 gir for svakhetssoner. Både Barton & Grimstad (2014) og Palmstrøm (2009) diskuterer at det er en bedre korrelasjon dersom svakhetssoners styrke tas hensyn til. Dette kan gjøres ved å benytte Q_c i stedet for Q , der Q_c er gitt ved Likning 8.3 (Palmstrøm, 2009). σ_c er trykkstyrke til intakt berg. Figur 8.1 viser at det for svakhetssoner er en bedre korrelasjon mellom RMR og Q_c enn mellom RMR og Q (Palmstrøm, 2009).

$$Q_c = Q * \frac{\sigma_c}{100} \quad (8.3)$$



Figur 8.1: Korrelasjon mellom RMR-verdi og Q-verdi (venstre) og RMR-verdi og Q_c (høyre). Modifisert etter Palmstrøm (2009).

På grunn av ovenfornevnte grunner vil Q_c benyttes istedet for Q ved vurdering av sikringsklasse og RMR-verdi. Ifølge Li (2018a) har ekstremt svakt materiale en styrke på 0,25 - 1 MPa, mens veldig svakt materiale har en styrke på 1 - 5 MPa. Basert på funn i tidligere kapitler har svakhetssonene dårlig bergmassekvalitet, og i enkelte tilfeller består de av løsmasser og svelleleire. Basert på blant annet resultatene av UCS-testen av granittisk gneis i Kapittel 6 antas det at sideberget stedvis består av sterkt berg. Det antas derfor at svakhetssonene består av en blanding av svakt materiale og fragmenter fra et sterkere sideberg. σ_c til svakhetssonene settes derfor til 3 MPa. Det understrekes at dette er et meget usikkert estimat og at det er sannsynlig at σ_c vil variere fra svakhetszone til svakhetszone, i tillegg til å variere innad i svakhetssonene.

Tabell 8.1 viser Q_c , bergmasseklasse, sikringsklasse og RMR-verdi til de åtte utvalgte svakhetssonene. Q_c er regnet ut fra Likning 8.1 og 8.3, der V_p er hentet fra Tabell 7.2. Bergmasseklasse og sikringsklasse er deretter bestemt ut ifra Vedlegg E. RMR-verdi er regnet ut fra Likning 8.2.

Tabell 8.1: Sikringsbehov for de åtte utvalgte svakhetssonene på Rogfast basert på seismisk hastighet og Q_c .

	3	19	48	22	32	37	31	28
Q_c	0,0075	0,017	0,015	0,0042	0,0054	0,027	0,0084	0,0054
Bergmasseklasse	G	F	F	G	G	F	G	G
Sikringsklasse	VI	V	V	VI	VI	V	VI	VI
RMR-verdi	0	7,3	6,2	0	0	11,5	1,0	0

RMR-verdien er regnet ut som et forsøk på å finne en indikasjon på ståtiden til svakhetssonene. Spennvidden er satt lik bredden på en T10,5 tunnel og er dermed satt til 10,5 m (Vegdirektoratet, 2020a). Som Tabell 8.1 viser fikk svakhetssonene lave RMR-verdier. Fire av RMR-verdiene ble negative og er satt til 0 i tabellen. Samtlige svakhetssoner kan på bakgrunn av RMR-verdiene

klassifiseres som ”veldig svakt berg” ut ifra diagram i Vedlegg K. På grunn av at RMR-verdiene er lave og spennvidden er stor er det ikke mulig å benytte diagrammet i Vedlegg K til å finne en eksakt ståtid. Diagrammet kan likevel gi en indikasjon på at ståtiden til svakhetssonene trolig er mellom 0 og ca. 1 time da alle RMR-verdiene i Tabell 8.1 ligger innenfor dette intervallet.

Tabell 8.1 viser at tre av svakhetssonene er i sikringsklasse V, hvor det ut ifra Vedlegg E skal sikres med sprøytebetong, systematisk bolting, armerte sprøytebetongbuer og armert sålestøp. Fem av svakhetssonene er i sikringsklasse VI hvor driving og sikring må dimensjoneres spesielt. Spesielt dimensjonert sikring kan bestå av full utstøping, støpeskjold ved eventuell utrasing, frysing, bergbånd, rørskjerm og selvborende stag, i kombinasjon med sikringen påkrevd i sikringsklasse V. Flere av de nevnte sikringsmetodene er vurdert som aktuelle for driving gjennom svakhetssoner i konkurransegrunlaget (Dammyr et al., 2020).

Ifølge Tabell 4.1 skal det etableres en sikringssone 8-10 m før forventet svakhetsone og ifølge Vegdirektoratet (2020a) er i tillegg salvelengden redusert i både sikringsklasse V og VI. Det skal utføres systematisk forbolting, forinjeksjon og driving med delt tverrsnitt gjennom svakhetssonene. Forinjeksjon skal utføres til tross for at sonder- og kjerneboring ikke tilsier store innlekkasjer, grunnet at store lekkasjer kan oppstå ved utvasking av materiale i svakhetssonene. Dette er spesielt viktig i områder med dårlig bergmassekvalitet, lav bergoverdekning og høyt vanntrykk. Innstøpte stålrør (”standpiper”) kan være aktuelt i områder med høyt vanntrykk for å stenge vanninnlekkasje i kjerne- og sonderborehull (Dammyr et al., 2020).

8.2 Numerisk analyse

Til tross for at det er flere svakhetssoner med antatt høy vanskelighetsgrad er det valgt å modellere kun en svakhetsone i denne oppgaven. Dette skyldes blant annet at det ikke er utført laboratorietester for å finne styrkeegenskapene til svakhetssonematerialet. Dermed blir flere av inngangsparameterene basert på antagelser, som vil være relativt like for mange av svakhetssonene. Det vil derfor ikke bli stor forskjell på modelleringsresultatene. Spenningssituasjon og egenskapene til sideberget vil imidlertid variere.

Det er valgt å gjøre numerisk analyse av svakhetsone 31, se Tabell 7.2. Denne svakhetssonen er valgt ut hovedsakelig fordi den er antatt å ha høy vanskelighetsgrad grunnet høy totalsum poengsum (12 poeng, se Tabell 7.6). Svakhetssonen ligger svært dypt (-352 m.o.h.) og har et høyt vanntrykk (2,7 MPa), som gjør at den er interessant å modellere. I tillegg er svakhetsone 31 lokalisert i granittisk gneis som det er tatt UCS-test av i forbindelse med denne oppgaven. Dette gjør at det er mulig å benytte resultatene fra UCS-testen som inngangsparametere til sideberget.

Innledningsvis er det ønskelig å poengtere at hensikten med den numeriske modelleringen er å se på trender, fremfor detaljer, i deformasjon-, spennings og sikringsforhold. Den numeriske analysen er basert på antagelser og modellen er forenklet i forhold til virkeligheten. Flere viktige momenter er utelatt og det er stor usikkerhet i inngangsparametere. Resultatene må derfor tolkes ut ifra dette og må ikke tolkes for detaljert, men heller brukes til å se på trendene.

8.2.1 Kort om RS2

RS2 er valgt som program for den numeriske analysen. RS2 er utviklet av Rocscience og er et program som benyttes til 2D endelig element-analyser. Programmet er anvendelig til problemstillinger i både løsmasser og berg, og er dermed hensiktsmessig i forbindelse med tunneler. I RS2 er det mulig å legge inn sikring, slik at det er mulig å se hvordan sikring påvirker f.eks. deformasjon- og spenningssituasjonen (Rocscience, uå).

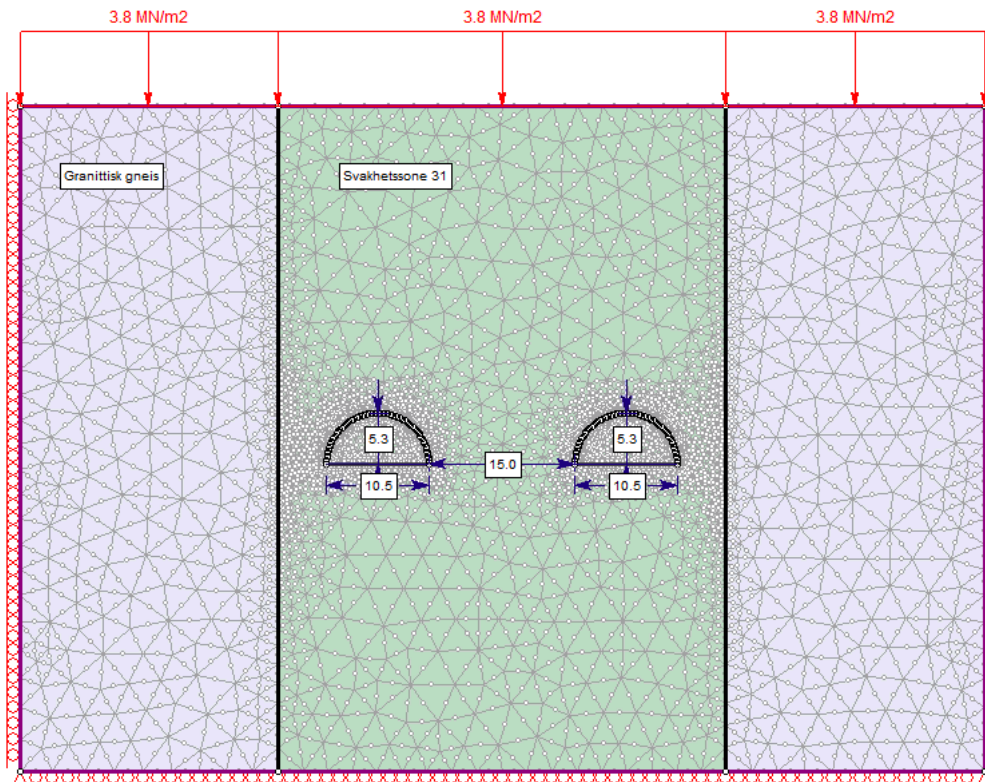
8.2.2 Oppsett av modell

Figur 8.2 viser oppsett av modellen i RS2. Rogfasttunnelen skal drives med to T10,5 løp med 15 m mellom løpene (Dammyr et al., 2020). Tunnelene i modellene er noe mindre og forenklet i forhold til virkeligheten, men det er godtatt da det er antatt at det ikke vil ha store konsekvenser for analysen. Begge løp er inkludert i modellen, slik at det er mulig å analysere deres innvirkning på hverandre. For enkelthets skyld er det ikke inkludert stegvis driving i tunnelen. Modellen er delt inn i tre steg:

- **Steg 1 "Initial stage"**: I dette steget blir ingen tunnelmasser gravd ut. I teorien skal derfor deformasjonen være 0 her og spenningene skal tilsvare spenningene som er kalkulert og lagt inn i modellen. Dette steget er derfor inkludert for å kunne kontrollere at modellen er riktig.
- **Steg 2:** Venstre løp i modellen graves ut.
- **Steg 3:** Høyre løp i modellen graves ut.

Modellen er modellert med en ekstern grense med ekspansjonsfaktor 6. Det er valgt gradert "mesh"-type som gjør at det er flere analysepunkter nærme tunnelene enn langt vekk fra tunnelene. De vertikale sidene kan kun bevege seg i vertikal retning, mens nedre horisontal grense kun kan bevege seg horisontalt. De to nederste hjørnene er låst i begge retninger. Øvre horisontal grense er fri grunnet at det er en svakhetsone som er modellert. Dette er kompensert for med at det er lagt på en last som tilsvarer vekten av overliggende masser (berg og vann).

Svakhetszone 31 er ut ifra lengdesnitt i Vedlegg C antatt å være steil. Svakhetssonen er gitt en overdreven bredde slik at den dekker begge tunnellop. Dette er ikke nødvendigvis tilfellet i virkeligheten, men er tatt med her for å lage en modell til et verste scenario tilfelle. Det er også antatt at svakhetssonen strekker seg opp til havbunnen og har konstant bredde. Dette er også usikkert, grunnet at svakhetssoner ofte blir smalere mot dypet. Svakhetssonen som er modellert er derfor et forsøk på å modellere et verste scenario og resultatene må tolkes deretter.



Figur 8.2: Oppsett av modell i RS2 i steg 1. Enheten på lengdene er meter.

8.2.3 Bergartsparemetere

I den numeriske analysen er det valgt å benytte "Generalized Hoek-Brown" som bruddkriterium og plastisk materiale. Hoek-Brown-kriteriet er definert ved Likning 8.4, der σ_1' og σ_3' er henholdsvis største og minste effektive hovedspenning. σ_{ci} er styrken til intakt berg, m_b er verdien til Hoek-Brown konstanten, m , til bergmassen. s og a er konstanter som avhenger av bergmassens karakteristikk. m_b , s og a kan bestemmes fra henholdsvis Likning 8.5, 8.6 og 8.7. I RS2 gjøres dette ved hjelp av programmet RocData hvor inngangsparameterene er σ_{ci} , m_i (materialkonstant), D (forstyringsfaktor), GSI ("Geological strength index") og E (Young modulus) (Li, 2018b). Residualverdien til m_b er satt til halve verdien av m_b , mens residualverdien

til a er satt til en tredjedel av verdien til a . Residualverdien til s er satt til 0 (Friestad, 2012).

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} * (m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s)^a \quad (8.4)$$

$$m_b = m_i * e^{\frac{GSI-100}{28-14D}} \quad (8.5)$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}} \quad (8.6)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}}) \quad (8.7)$$

Tabell 8.2 viser hvilke bergartsparametere som er benyttet i modelleringen. Begrunnelse for valg av parametere følger i avsnittene under.

Tabell 8.2: Bergartsparametere benyttet i RS2.

	σ_c (MPa)	GSI	m_i	D	E (GPa)	ν	Egenvekt (ρ) (kg/m^3)
Svakhetszone 31	3,0	28	23	0	2,7	0,3	2550
Sideberg - Granittisk gneis	160,4	75	28	0	67,3	0,25	2710

For den granittiske gneisen er σ_c -verdien hentet direkte fra resultatene fra UCS-testen, som vises i Tabell 6.11. Det er ikke gjort undersøkelser av styrken til svakhetssonematerialet. σ_c til svakhetssonen settes til 3 MPa. Se Kapittel 8.1 for begrunnelse.

GSI er et klassifiseringssystem som avhenger av strukturen på berget og overflateforholdene på sprekke. GSI kan bestemmes i felt ved bruk av utarbeidede klassifiseringsskjemaer. For en mer detaljert beskrivelse av GSI-systemet henvises det til Li (2018b). Siden det er umulig å observere svakhetssonen og sideberget i felt er GSI-verdien funnet ved bruk av korrelasjonslikninger mellom GSI-verdi, RMR-verdi, Q-verdi og seismisk hastighet (V_p). Korrelasjonene vises i Likning 8.1, 8.2 og 8.8 (Barton & Grimstad, 2014). I motsetning til Kapittel 8.1 er det valgt å bruke Q-verdi, og ikke Q_c i den numeriske analysen, grunnet at svakhetssonens styrke uansett blir inkludert i analysen.

$$GSI = RMR - 5 \quad (8.8)$$

Svakhetssonen har en seismisk hastighet på 2950 m/s (se Tabell 7.2). Dette gir, ved hjelp av Likning 8.1, 8.2 og 8.8, en GSI-verdi på 28. Tre av bergartsprøvene som det er gjort UCS-test på er hentet fra kasse 55 i BH-06-2016. Kassen har en gjennomsnittlig Q-verdi på 52 (Dammyr

et al., 2019), som ved hjelp av Likning 8.2 og 8.8, gir en GSI-verdi på 75 for den granittiske gneisen.

Materialkonstanten, m_i , er bestemt ved hjelp av RocData. I RocData er det en oversikt over intervallet m_i varierer innenfor i hver bergart, som gjør det mulig å estimere en passende verdi. m_i i svakhetssonen har fått en verdi på 23 som tilsvarer nedre grense for gneis. Sideberget har fått en verdi på 28 som tilsvarer gjennomsnittlig verdi for gneis.

Forstyringsfaktoren, D , er en faktor som indikerer hvor påvirket bergmassen blir av sprengning og spenningsavlastning. Verdien varierer fra 0 i tilfeller der bergmassen ikke blir påvirket, til 1 i tilfeller der bergmassen blir sterkt påvirket (Li, 2018b). Siden det skal drives med forsiktig sprengning (reduerte salvlengder og delt tverrsnitt) gjennom svakhetssonen antas det at sprengningen ikke vil påvirke bergmassen rundt og D settes derfor til 0. Dette er muligens en for optimistisk tilnærming, men det er likevel valgt å sette verdien til 0.

Verdiene for E , ν og egenvekten til svakhetssonen er hentet fra Mao et al. (2011) som har gjort analyser av en svakhetszone i Finnfast, som er en nærliggende tunnel. Parametere derfra anses derfor som gyldige til denne analysen i mangel av egne laboratorietester på svakhetssonen. Verdiene for E , ν og egenvekt til sideberget er hentet fra resultatene fra UCS-testen og vises i Tabell 6.5 og 6.11.

8.2.4 Spenningsforhold

I den numeriske analysen er det valgt å modellere med gravitative spenninger. Berggrunnen i Norge kjennetegnes generelt av høye horisontalspenninger forårsaket av tektoniske spenninger. Til tross for dette er det i den numeriske analysen valgt å anta at forholdet mellom vertikal- og horisontalspenningene er tilnærmet lik 1 grunnet at det ofte er tilfellet i svakhetssoner (e-post korrespondanse 12.05.20 med førsteamanuensis ved NTNU Nghia Quoc Trinh). Forholdet mellom horisontal- og vertikalspenning (i planet) er derfor satt til 1. σ_h er ofte lav i svakhetssoner, og kan variere fra å være lik σ_v og til å kun tilsvare spenningen regnet ut fra Likning 8.9 (e-post korrespondanse 13.05.20 og 15.05.20 med professor Bjørn Nilsen). For å bestemme forholdet mellom horisontal- og vertikalspenning (ut av planet) er det derfor prøvd med ulike kombinasjoner. Ved å bruke Likning 8.9 og Poisson tall = 0,3 blir forholdet σ_h/σ_v 0,43. Det er prøvd med et forhold på 0,43 og 1 og de ulike kombinasjonen gir ikke store utslag på spennings- og deformasjonsresultatene. Verdien er derfor satt mellom disse verdiene og er satt til 0,8.

$$\sigma_h = \sigma_v * \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (8.9)$$

Vertikalspenningen (σ_v) er regnet ut ved hjelp av Likning 8.10, der ρ er tetthet, g er tyngdeakselerasjonen og h er dybde (Broch & Nilsen, 2012). Siden det er både vann og berg over svakhetszone 31 må vekten summeres opp slik som vist i Likning 8.11.

$$\sigma_v = \rho * g * h \quad (8.10)$$

$$\sigma_{v,\text{total}} = \sigma_{v,\text{vann}} + \sigma_{v,\text{berg}} \quad (8.11)$$

Tabell 8.3 viser utregnet vertikalspenning over svakhetssonene 31. $\sigma_{v,\text{vann}}$ er hentet fra Tabell 7.2. Denne tabellen viser også bergoverdekningen som er benyttet i utregningen. Tettheten til svakhetssoner, som vises i Tabell 8.2, er brukt i utregningen da det antas at svakhetssonen strekker seg opp til havbunnen.

Tabell 8.3: Vertikalspenning over svakhetszone 31.

Svakhetszone	$\sigma_{v,\text{vann}}$ (MPa)	$\sigma_{v,\text{berg}}$ (MPa)	$\sigma_{v,\text{total}}$ (MPa)
31	2,7	1,9	4,6

Det er tatt bergspenningsmålinger i forbindelse med Rogfast, blant annet på Kvitsøy og Tungenes. Resultatene derfra viser store variasjoner, både i størrelse og retning på hovedspenningene. Svakhetszone 31 ligger i tillegg et stykke unna målepunktene og dypere i bergmassen. Dette gjør at det er valgt å ikke benytte resultatene fra disse målingene i den numeriske analysen.

8.2.5 Sikringsparametere

Svakhetszone 31 er ifølge Tabell 8.1 i sikringsklasse VI som krever en spesielt dimensjonert sikring. I denne analysen er det valgt å modellere sprøytebetongbuer og bolter som sikring.

Det er gjort flere numeriske analyser som inkluderer sprøytebetongbuer, blant annet av Mao et al. (2011), Høien & Nilsen (2018) og av Bjørkhaug (2017). Høien & Nilsen (2018) har i sine modelleringer forenklet sikringskonstruksjonen ved å modellere sprøytebetongbuer og sprøytebetong som dobbelarmert støpebetong og bolter. Denne tilnærmingen vil benyttes i denne oppgaven.

Det er valgt å bruke boltetype ”fully bounded” fordi Tabell 4.1 tilsier at gyste bolter bør benyttes i en svakhetszone. Boltene som er benyttet har lengde 4 m, diameter Ø20mm og c/c 1,5 m. Boltene har en strekkfasthet på 157 kN (Høien & Nilsen, 2018). Residualstrekkfastheten er satt til 0, fordi det antas at boltene ikke kan bære last etter de har gått i brudd (Bjørkhaug, 2017). Boltene er forspent med 30 kN og Young modulus er satt til 200 GPa (Mao et al., 2011).

Sprøytebetongbuer er modellert ved å bruke armert betong med armeringsjern ("rebar"). Ut ifra Høien & Nilsen (2018) er betongtykkelsen satt til 0,3 m og Youngs-modulus til 25 GPa. Armeringsjernet har en diameter på Ø20mm, avstand på 0,4 m og strekkstyrke på 400 MPa. Betongen har en trykkstyrke på 35 MPa og strekkstyrke på 10 MPa (Bjørkhaug, 2017). Poisson tall er satt til 0,2 (Mao et al., 2011). For inngangsparametere som ikke er nevnt er det brukt default-verdier.

8.3 Resultater fra numerisk analyse

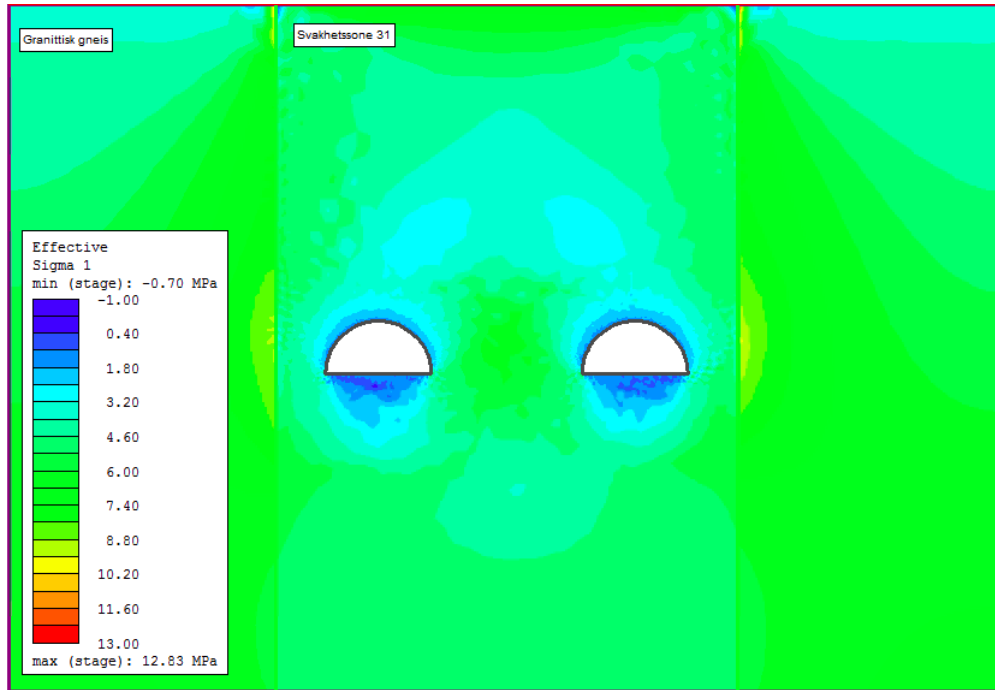
Sikringen i venstre tunnel settes inn i steg 2 rett etter tunnelen er gravd ut. Likeså settes sikringen i høyre tunnel inn i steg 3, rett etter høyre tunnel er gravd ut. Resultatene vil vurderes ut ifra spenningsfordeling og deformasjon. Det er ikke inkludert mål på tunnelene i resultatdelen fordi det skal være lettere å se deformasjon- og spenningsvariasjonene. Se Figur 8.2 for mål på tunnelene.

8.3.1 Verifisering av modell

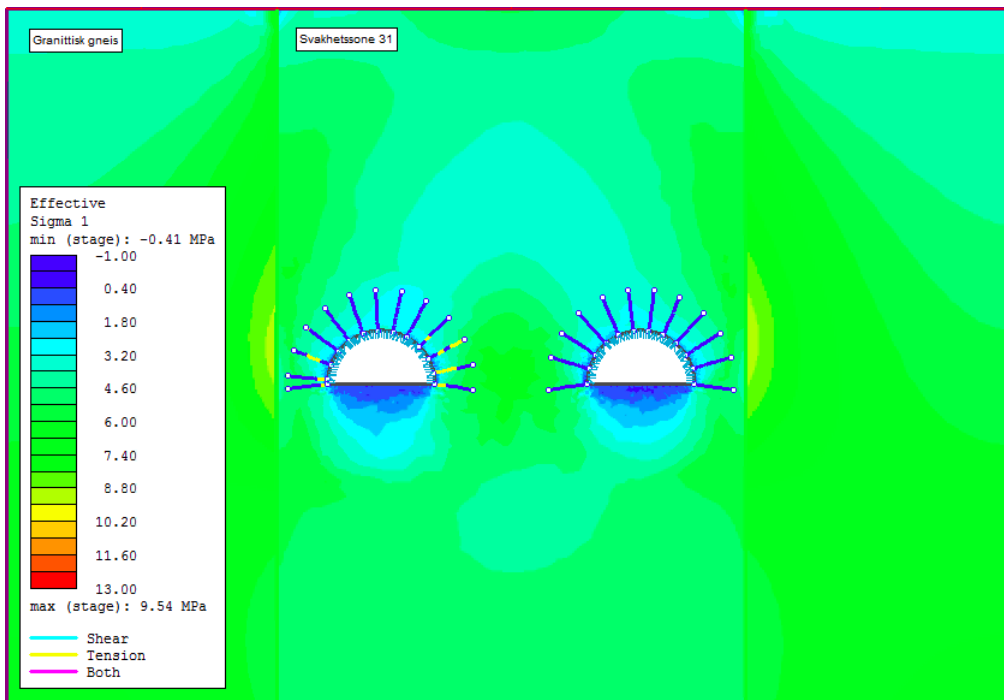
Før resultatene kan tolkes er det nødvendig å kontrollere at modellen er riktig, som vil si null deformasjon før utgraving og spenninger som samsvarer med det som er kalkulert. Maksimal deformasjon før utgraving er 0,0005 m. Det antas at dette skyldes støy og siden deformasjonen er lav aksepteres den. Både σ_1 og σ_3 samsvarer med kalkulerte verdier. Dette gjør at modellen aksepteres og benyttes videre i analysen.

8.3.2 Spenningsfordeling

Figur 8.3 viser σ_1 -fordelingen rundt tunnelen uten sikring. Uten sikring er det lave spenninger rundt hele profilet, i størrelsesorden -1 til 2 MPa. Strekkspenninger finnes særlig i sålen. Hjørnene har noe høyere spenninger enn resten av profilet. Figur 8.4 viser σ_1 -fordelingen rundt tunnelen med sikring. Etter innsatt sikring er det en økning i spenningene i heng og øvre del av vegg til ca. 3 MPa. Det er fortsatt lave spenninger i nedre del av veggen og særlig i sålen, hvor det er en høyere konsentrasjon av lave spenninger enn før innsatt sikring. Syv av boltene nederst i veggen på begge sider av venstre tunnel har gått i strekkbrudd. Ingen av elementene i sprøytebetongbuene eller boltene i høyre tunnel har gått i brudd. Det er samme skala på tegnforklaringen i Figur 8.3 og 8.4.



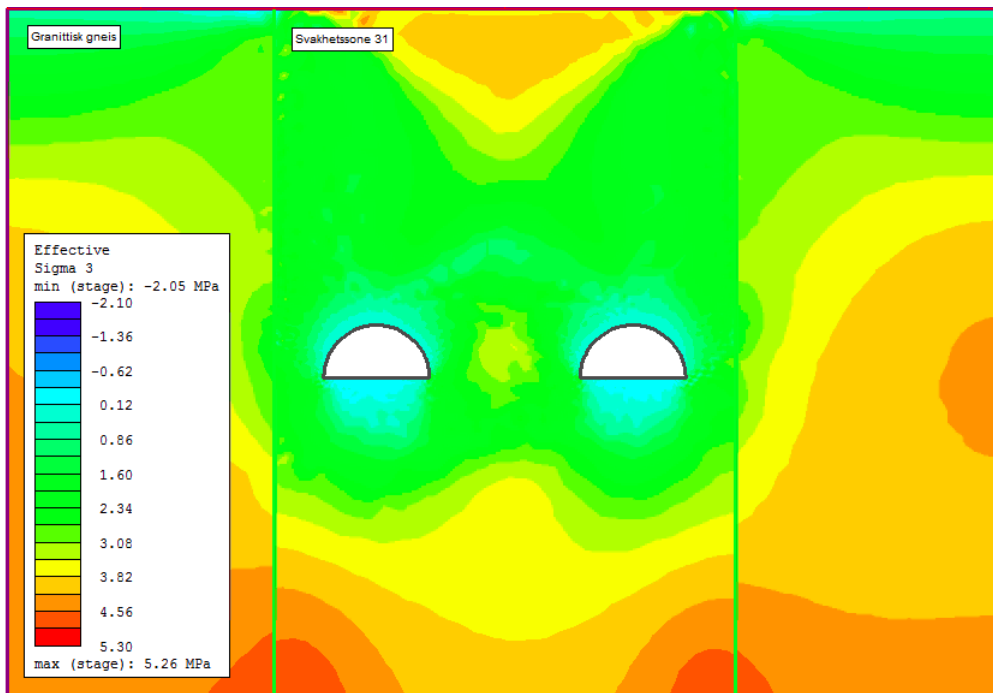
Figur 8.3: σ_1 -fordeling i steg 3 uten sikring.



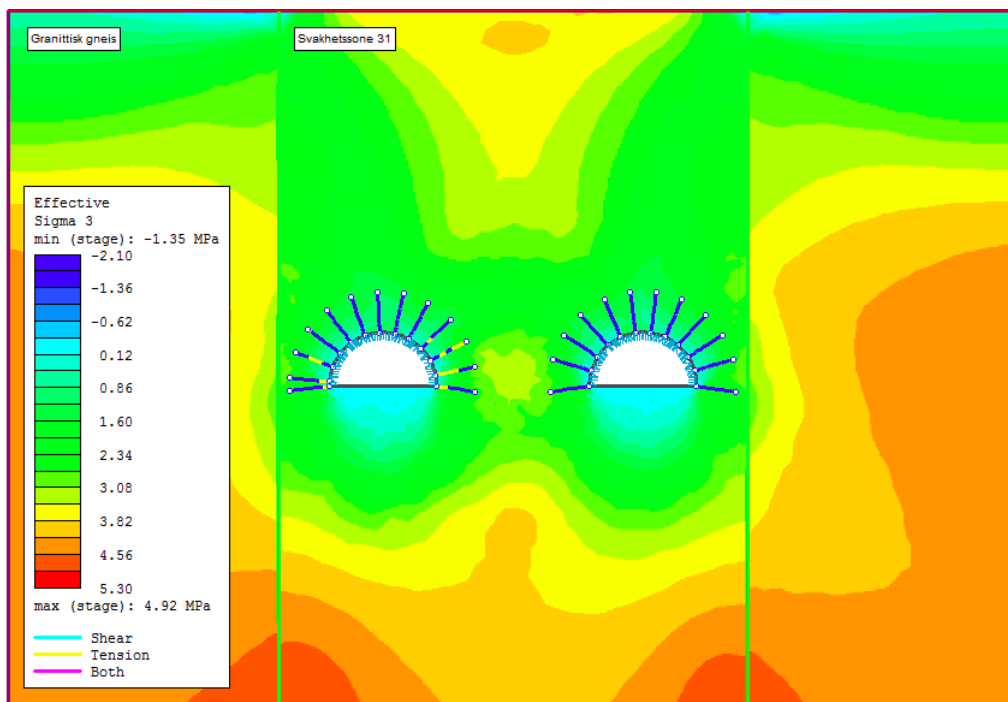
Figur 8.4: σ_1 -fordeling i steg 3 med sikring. Bruddelementer ("yielded elements") er markert med gult på boltene.

Figur 8.5 viser σ_3 -fordelingen rundt tunnelen uten sikring. Før innsatt sikring er det en jevn fordeling av spenningene på ca. 0 MPa rundt hele tunnelkonturen. Unntaket er i hjørnene, som har høyere spenninger. Etter innsatt sikring har spenningene i vegg og heng økt noe, mens det

enda er en konsentrasjon av lave spenninger i sålen. Det er samme skala på tegnforklaringen i Figur 8.5 og 8.6.



Figur 8.5: σ_3 -fordeling i steg 3 uten sikring.

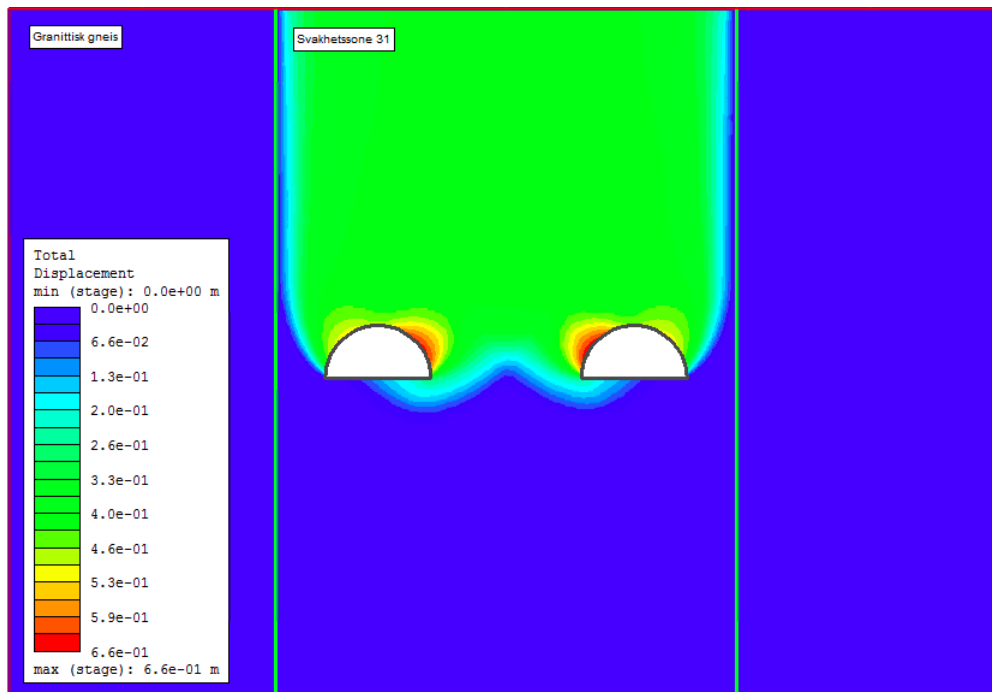


Figur 8.6: σ_3 -fordeling i steg 3 med sikring. Bruddelementer ("yielded elements") er markert med gult på boltene.

Figur 8.3, 8.4, 8.5 og 8.6 viser tendenser til at svakhetssonen har lavere spenninger og er avlastet i forhold til det omkringliggende berget.

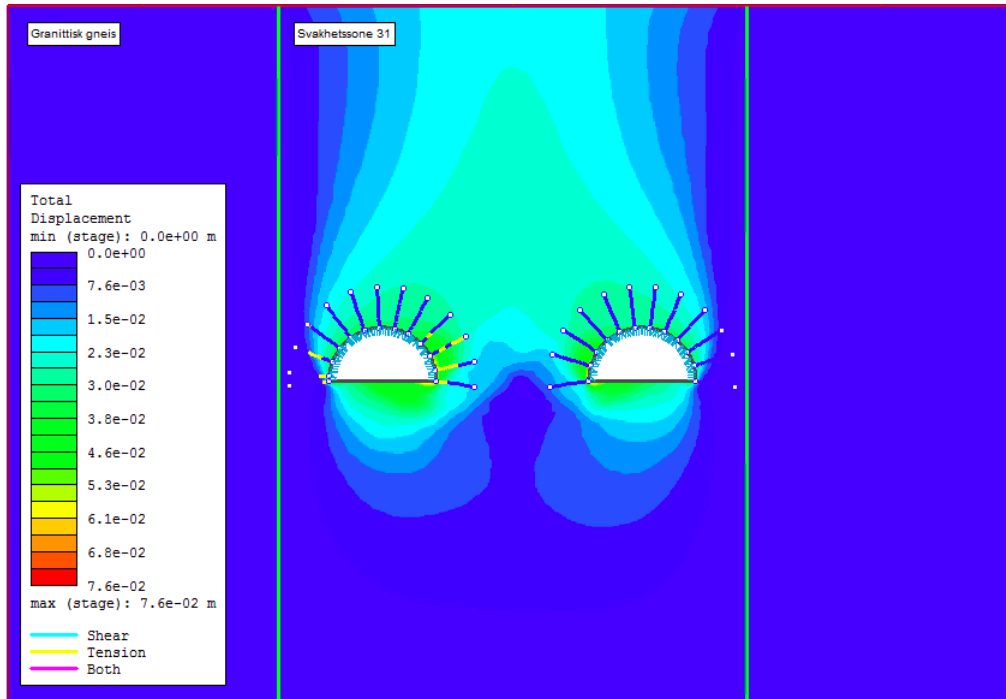
8.3.3 Deformasjon

Figur 8.7 viser at maksimal deformasjon uten innsatt sikring er 66,0 cm. Maksimal deformasjon er lokalisert i heng og vegg på tunnelsiden som vender inn mot det parallelle tunnellopet. I tillegg er det en mindre deformasjon i heng og vegg som vender vekk fra parallelt tunnellop. Tunnelene har lik deformasjonssituasjon, bare speilvendt, med en konsentrasjon av deformasjoner inn mot parallelt tunnellop. Deformasjonen forplanter seg oppover i svakhetssonen.



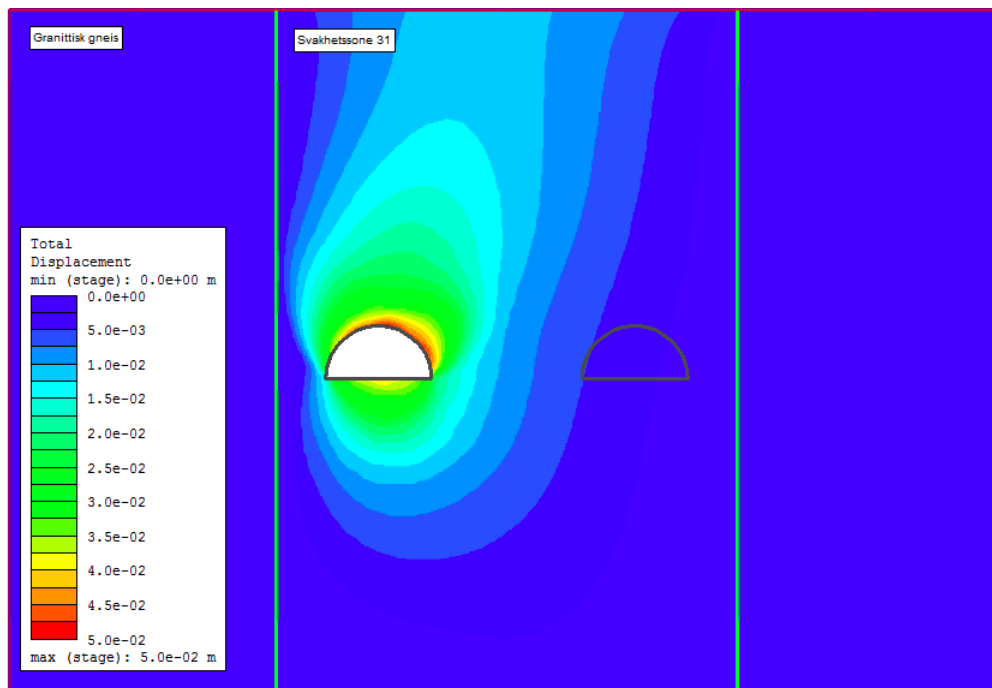
Figur 8.7: Deformasjon i steg 3 uten sikring.

Figur 8.8 viser at etter sikring er satt inn er total deformasjon redusert til 7,6 cm. Deformasjonen etter innsatt sikring er høyest i områdene som vender inn mot det parallelle tunnellopet. Deformasjonen forplanter seg oppover i svakhetssonen, men er mindre enn uten sikring.



Figur 8.8: Deformasjon i steg 3 med sikring. Bruddelementer ("yielded elements") er markert med gult på boltene.

Figur 8.9 viser at høyre løp ikke blir deformert under utgravning av venstre løp. I steg 2 er deformasjonen i heng og vegg, med en konsentrasjon på tunnelsiden som er lengst inne i svakhetssonen.

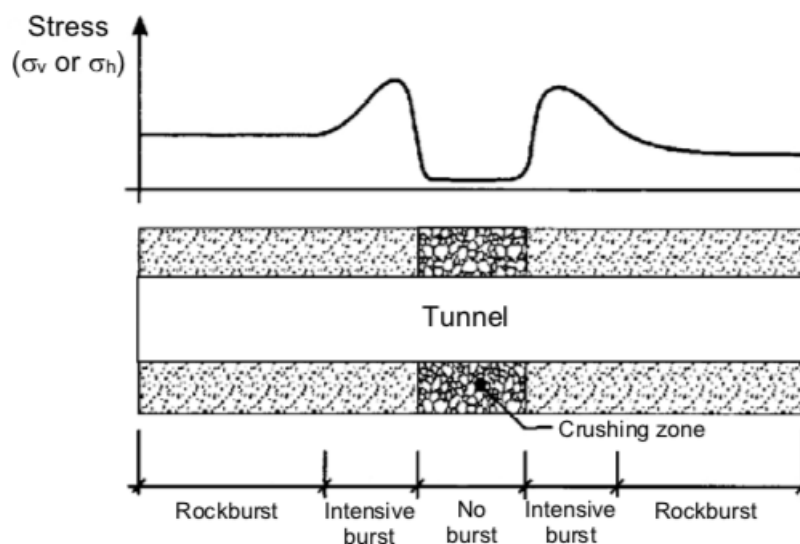


Figur 8.9: Deformasjon i steg 2 uten sikring.

8.4 Diskusjon av resultater

Den numeriske analysen indikerer at det vil være lave spenninger og i visse tilfeller strekkspenninger rundt tunnelprofilen. Unntaket er i hjørnene hvor det er høyere spenninger, som er forventet i skarpe hjørner. Lave spenninger kan føre til stabilitetsproblemer som blokkutfall, utrasning og økt fare for vanninntrengning. Økt fare for vanninntrengning kan være kritisk for svakhetszone 31, fordi den er under høyt vanntrykk og ikke har et mektig løsmasselag over seg på havbunnen som kan virke forseglende. I forbindelse med svakhetssoner er ofte kjernen tett på grunn av leire og generelt lav permeabilitet. De største vannlekkasjene i forbindelse med svakhetssoner vil derfor ofte være i de ytre delene av svakhetssonene (Holmøy et al., 2015).

Figur 8.3, 8.4, 8.5 og 8.6 indikerer at svakhetssonen er spenningsavlastet i forhold til omkringliggende bergmasse. Dette stemmer overens med Figur 8.10 som viser at svakhetssoner er spenningsavlastet i forhold til omkringliggende berg. I overgangen mellom svakhetszone og omkringliggende berg vil det være høye spenninger. Figur 8.10 indikerer videre at bergslag og avskaling ofte forekommer i overgangen mellom svakhetszone og omkringliggende berg, men ikke inne i selve svakhetssonen (Li, 2018a). Det er derfor viktig å være klar over at inne i svakhetssonen kan det bli stabilitetsproblemer med blokkutfall og utrasning knyttet til lave spenninger, mens det i overgangen mellom svakhetszone og omkringliggende berg kan bli problemer med bergslag og avskaling knyttet til høye spenninger, i tillegg til innlekkasjer.



Figur 8.10: Spenningsfordeling rundt en svakhetszone (Li, 2018a).

Svakhetszone 31 hadde en maksimal deformasjon på 66,0 cm uten sikring. Det er imidlertid viktig å være klar over at i en numerisk analyse inkluderes all deformasjon. I virkeligheten vil deformasjonen starte i området foran stoff før tunnelen er drevet fram. Ved stoff vil ca. en

tredjedel av deformasjonen være overstått. Ytterligere deformasjon vil være overstått før sikring settes inn. Det betyr at en sikringskonstruksjon ikke nødvendigvis vil behøve å ta opp all deformasjonen beregnet i en numerisk analyse (Hoek, 2007).

Etter innsatt sikring var deformasjonen redusert til 7,6 cm, som viser at sikringen har hatt effekt. 7,6 cm er fortsatt en høy deformasjon og kan indikere at det kan være fare for skvising og at det er behov for ytterligere sikringstiltak. Injeksjon og forbolting er utelatt fra analysen og vil ved bruk ha en stabiliserende effekt på bergmassen. På grunn av strekkspenninger i sålen vil i tillegg sålestøp være aktuelt. Figur 8.9 viser at deformasjonen fra utgravning av venstre løp ikke vil påvirke bergmassen som høyre løp skal graves ut i. Dette kan skyldes at det er tilstrekkelig avstand mellom tunnellopene.

Deformasjonsresultatene indikerer at det i begge løp vil være høyest deformasjoner i tunnelsiden som vender mot det parallelle løpet. Det vil være lik deformasjonsfordeling i begge løpene, men boltene i venstre løp vil ta opp mer last og dermed gå i brudd. Det kan derfor være hensiktsmessig å benytte mer sikring i tunnellopet som drives først, i forhold til tunnellopet som drives sist. Denne påstanden støttes av Todnem (2014), som har gjort en analyse av TBM-driving gjennom en svakhetsone på Rogfast. Todnem (2014) har konkludert med at første løp som graves ut bør ha en høyere sikringsgrad fordi det vil utsettes for en høyere spenningskonsentrasjon mens løp nummer to drives.

8.5 Avsluttende kommentar

Det er funnet ut at samtlige av de åtte utvalgte svakhetssonene på Rogfast har et høyt sikringsbehov. Det er derimot flere usikkerhetsmomenter i fremgangsmåten som er benyttet for å finne sikringsbehovet. Det er diskutabelt hvor god indikasjon Q-verdi (funnet ved hjelp av V_p) og σ_c gir på hvilken sikring som bør benyttes, da flere faktorer som f.eks. orientering, karakteristikk og potensiell svelleleire, har en innvirkning på sikringsbehovet til svakhetssoner. I tillegg betyr ikke en lav seismisk hastighet nødvendigvis at det er en svakhetsone, og omvendt. Dette er mer aktuelt dersom det er tidlig i planprosessen og det enda ikke er tydelig om en lavhastighetsone faktisk er en svakhetsone.

Numerisk analyse av svakhetsone 31 viser en trend på at det vil være lave spenninger, i tillegg til strekkspenninger, rundt tunnelkonturen. Det vil også være betydelige deformasjoner, som krever tung sikring. I analysen er det generelt valgt å ta konservative valg for å få en indikasjon på verste scenario i stedet for et beste scenario. Flere viktige moment som sprekker, svelletrykk og injeksjon er utelatt i den numeriske analysen.

Et viktig prinsipp som er viktig å være klar over ved en numerisk analyse er at analysen aldri blir mer nøyaktig enn graden av nøyaktighet i inngangsparameterene. I den numeriske analysen gjort i denne masteroppgaven er det stor usikkerhet i en del av inngangsparameterene, spesielt inngangsparametere til svakhetssonen og spenningsforholdene. Dette er viktig å være klar over ved tolkning av analysen og kunne vært kompensert for ved å utføre en parameterstudie eller laboratorietester.

En svakhetszone er i virkeligheten en tredimensjonal struktur, som i RS2 er modellert todimensjonalt. Det er derfor viktig å være klar over at det alltid vil være usikkerheter når en tredimensjonal struktur blir modellert todimensjonalt. F.eks. så vil ikke lengden til svakhetssonen og innvirkning fra andre soner bli tatt i betraktning. En svakhetszone vil i tillegg bestå av interne variasjoner i egenskaper, som ikke kommer tydelig frem i en 2D-modell.

Kapittel 9

Diskusjon og mulige tiltak for å redusere risiko i forbindelse med svakhetssoner

I dette kapitlet vil vanskelighetsgrad og sikringsbehov til de åtte utvalgte svakhetssonene diskuteres med spesiell vekt på faktorer som ikke er inkludert i poengsystemet. I tillegg vil det gjøres en diskusjon og vurdering av mulige tiltak for å redusere risiko forbundet med vanskelige svakhetssoner.

Tabell 9.1 viser en oppsummering av total poengsum og sikringsklasse for hver av de åtte utvalgte svakhetssonene på Rogfast. Det er en sammenheng mellom at svakhetssonene med lavest total poengsum (svakhetszone 19, 48 og og 37 som har 10 poeng) har fått lavere sikringsklasse (sikringsklasse V) enn de fem resterende svakhetssonene som har fått høyere total poengsum (12-13 poeng) og høyere sikringsklasse (sikringsklasse VI). Denne sammenhengen anses som logisk, da det er en naturlig sammenheng mellom at desto høyere vanskelighetsgrad en svakhetszone har, desto høyere sikringsbehov vil den mest sannsynlig ha.

Tabell 9.1: Oppsummering av total poengsum og sikringsklasse for de åtte utvalgte svakhetssonene på Rogfast. Total poengsum er hentet fra Tabell 7.6 og sikringsklasse er hentet fra Tabell 8.1.

	3	19	48	22	32	37	31	28
Total poengsum	13	10	10	13	13	10	12	12
Sikringsklasse	VI	V	V	VI	VI	V	VI	VI

9.1 Diskusjon av faktorer som ikke er inkludert i poengsystemet

I de følgende avsnittene vil de åtte utvalgte svakhetssonene diskuteres med hensyn til vanskelighetsgrad og sikringsbehov. Det vil fokuseres på faktorer som poengsystemet ikke tar hensyn til. For nøkkeldata til de åtte utvalgte svakhetssonene henvises det til Tabell 7.2.

Forseglende løsmasseoverdekning

En impermeabel løsmasseoverdekning på havbunnen kan ha en forseglende effekt og bidra til å redusere en eventuell innstrømning av vann ned i en permeabel svakhetszone. Dette vil bidra til å redusere vanskelighetsgraden og sikringsbehovet ved at det f.eks. vil være nødvendig med mindre injeksjon. Dette kan være tilfellet for svakhetszone 3, 19, 22 og 10 som har en mektig løsmasseoverdekning over seg på havbunnen.

Svakhetssoner blir smalere mot dypet

Svakhetssoner blir ofte smalere mot dypet, som fører til at svakhetssonen kan få en kortere krysningslengde med tunnelen enn antatt. Dette vil bidra til å redusere vanskelighetsgraden og sikringsbehovet ved at en kortere lengde av tunnelen vil ha behov for å sikres. Dette kan være aktuelt for de dypere liggende svakhetssonene, og gjelder derfor samtlige svakhetssoner utenom svakhetszone 3.

Lokalisering under land vs. hav

I en svakhetszone som er lokalisert under land er det ikke fare for en ukontrollert innstrømming av vann fra overliggende hav. I tillegg vil det være lettere å kartlegge en svakhetszone under land, enn under vann, som fører til mer oversiktelige driveforhold i eventuelle svakhetssoner. Dette vil redusere vanskelighetsgraden. Sikringsbehovet vil sannsynligvis også reduseres, da det antas at det er et lavere behov for injeksjon. Dette gjelder for svakhetszone 3.

Lave bergspenninger og avlastet bergmasse i svakhetssonen

Bergspenninger er komplekse og vil variere i både retning og størrelse langs tunneltraseen på Rogfast. Det er gjort numerisk analyse på svakhetszone 31, som indikerte lave spenninger og avlastet bergmasse rundt tunnelkonturen i svakhetssonen. Konsekvensene av dette er nærmere diskutert i Kapittel 8.4. Det antas at resultatene fra numerisk analyse av svakhetszone 31 er overførbare til svakhetszone 37 og 28, da de ligger i samme bergart, i nærheten av hverandre og ca. like dypt. Hvorvidt resultatene fra den numeriske analysen er overførbare til de resterende

svakhetssonene er diskutabelt, men det antas generelt at det vil være lave spenninger og avlastet bergmasse i svakhetssonene. Lave bergspenninger og avlastet bergmasse antas derfor å øke både vanskelighetsgraden og sikringsbehovet. Sikringsbehovet vil øke fordi det må en større mengde sikring til for å hindre stabilitetsproblemer og for å forankre sikringen lengre fra tunnelen slik at den er forankret i fast berg.

Innlekkasje

Ifølge Dammyr et al. (2020) vil en kombinasjon av svakhetssoner, lave spenninger, høyt vanntrykk og lav bergoverdekning føre til at innlekkasjer kan oppstå. Det vil ofte være de ytre delene av svakhetssonene som har størst innlekkasje, da svakhetszone-kjernen ofte er tett (Holmøy et al., 2015). Innlekkasjer kan øke vanskelighetsgraden og sikringsbehovet, ved at det gjør svakhetssonen ustabil og fordi det kreves omfattende sikring for å redusere innlekkasjen. Fare for omfattende innlekkasje kan være aktuelt for samtlige svakhetssoner, utenom svakhetszone 3.

Skvising

Skvising, deformasjon av tunnelkontur, kan oppstå i områder med høyt bergtrykk (Broch & Nilssen, 2012). Ifølge Dammyr et al. (2020) er det sannsynlig med skvising på Rogfast i forbindelse med svake bergartslag, som f.eks. i Karmøy ofiolitt. Skvising oppsto også i nærliggende Byfjordtunnelen som ble drevet i fyllitt. Fare for skvising er derfor aktuelt for svakhetszone 3, som ligger i Ryfylkeskifer, og svakhetszone 19, 48, 22 og 32, som ligger i Karmøy ofiolitt. Skvising vil føre til en høyere vanskelighetsgrad og sikringsbehov.

Innvirkning fra nærliggende svakhetssoner

Det kan ha betydning for vanskelighetsgrad og sikringsbehov dersom flere svakhetssoner ligger nære hverandre og på den måten virker inn på hverandre. Dette kan bidra til å øke vanskelighetsgraden, da f.eks. krysningsslengden kan bli lengre eller det kan være vanskelig å skille svakhetssonene. Sikringsbehovet kan også øke da det må sikres over en lengre strekning. Samtlige av svakhetssonene diskutert i denne oppgaven ligger nære andre svakhetssoner, men svakhetszone 3, 19, 48 og 22 ligger spesielt tett med andre svakhetssoner.

Kort ståtid

Samtlige svakhetssoner er antatt, ut ifra RMR-verdi, å ha en meget kort ståtid. Et grovt anslag er at de har en ståtid mellom 0 og 1 time. Dette øker både vanskelighetsgraden og sikringsbehovet. Vanskelighetsgraden økes fordi det antas at svakhetssonene er ustabile og at det er sannsynlig at det vil oppstå en rassituasjon dersom ikke stabiliserende tiltak settes inn før eller rett etter utgraving. Sikringsbehovet øker, spesielt med tanke på injeksjon og forbolter som kan stabilisere

bergmassen før svakhetssonen drives inn i. Siden svakhetssonen må sikres raskt må tilstrekkelig sikring være klart på forhånd og det vil ikke være mye tid til å observere bergmassen etter utgravning.

Avsnittene over bekrefter at det er flere forhold som virker inn på vanskelighetsgrad og sikringsbehov for en svakhetsone. Flere av forholdene over bidrar til å øke vanskelighetsgrad og sikringsbehov. Dette resulterer i at det, i tillegg til bergsikring, er behov for tiltak som kan bidra til å redusere risiko forbundet med vanskelige svakhetssoner.

9.2 Tiltak for å redusere risiko forbundet med vanskelige svakhetssoner

Det er funnet ut at det er risiko for å møte vanskelige svakhetssoner på Rogfast. Risiko kan defineres som produktet av sannsynlighet og konsekvens. Dersom risiko skal reduseres er det derfor nødvendig å enten redusere sannsynligheten eller redusere konsekvensene. Sannsynligheten for å møte en svakhetsone kan reduseres ved at planlagt tunneltrasé endres for å unngå å krysse svakhetssonen. Dette vil som oftest kun være et alternativ tidlig i prosjektet, da det vil være tid- og kostnadskrevende å gjøre senere i prosjektet. Det vil derfor være mer gjennomførbart å fokusere på å redusere konsekvensene i forbindelse med vanskelige svakhetssoner. Det vil videre gjøres en gjennomgang av aktuelle og relevante tiltak som kan iverksettes på Rogfast-prosjektet og som kan bidra til å redusere risiko forbundet med vanskelige svakhetssoner. Samtlige av tiltakene under anses som aktuelle til Rogfasttunnelen. Enkelte av tiltakene er nevnt kort i tidligere kapitler, men vil likevel gjentas her. Tiltakene deles inn i tiltak som kan gjøres før driving, tiltak som kan gjøres under driving og tiltak som kan gjøres etter driving.

9.2.1 Tiltak før driving

Ved risiko for å møte vanskelige svakhetssoner er det svært viktig å utføre grundige forundersøkelser før driving for å få så god kontroll som mulig på eventuelle svakhetssoner. I denne fasen kan poengsystemet utarbeidet i denne oppgaven (Tabell 7.1) benyttes for å kartlegge vanskelighetsgrad og få et innblikk i hvilke forhold som vil gjøre svakhetssonen vanskelig. Erfaringsoverføring fra lignende anlegg er også svært viktig. Dersom det etter planlagte forundersøkelser fortsatt er usikkerhet knyttet til svakhetssonene kan det være hensiktsmessig å utføre ytterligere undersøkelser. Tanken bak dette er at det er mer kostnad- og tidseffektivt å bruke ekstra tid og ressurser på undersøkelser før driving, enn å ikke gjøre det og risikere drivestopp i anleggsfasen.

Det er viktig å være kritisk til forundersøkelsene og vurdere resultatene opp mot andre ingeniørgeologiske forhold og resultater fra andre forundersøkelser. Dette kan illustreres med et eksempel fra Nordkapp-tunnelen, hvor det var forventet gode driveforhold grunnet seismiske hastigheter > 5000 m/s. Under driving ble det oppdaget at det var dårlig bergkvalitet, som førte til utfordringer i forbindelse med drivingen, samt økte kostnader og forsinkelse på anlegget (Palmstrøm, 2003). I dette eksempelet indikerte forundersøkelsene bedre forhold enn det som var tilfellet. I Karmøy-tunnelen var det motsatt, da det var forventet dårlige driveforhold på bakgrunn av erfaringer fra nærliggende Statpipetunneler. Under driving viste det seg at forholdene var bedre enn forventet (Larsen, 2019).

I forbindelse med vanskelige svakhetssoner er det viktig å ha en plan for fremdrift dersom svakhetssonen er tidkrevende å drive gjennom. Det vil f.eks. være mulig å planlegge å drive fra en annen stoff eller lage en bypass-tunnel slik at total drivestopp unngås. Da Hurumsonen ble møtt i Oslofjordtunnelen ble det bygget en bypass-tunnel under svakhetssonen. Dette førte til at Oslofjordtunnelen ikke ble forsinket, til tross for at Hurumsonen var tidkrevende å drive gjennom. På denne måten er det mulig å redusere konsekvensene ved en vanskelig svakhetszone.

Ved risiko for å drive inn i en vanskelig svakhetszone er det viktig å ha en plan på prosedyre dersom det skulle oppstå en kritisk situasjon. En kritisk situasjon kan være rasutvikling eller innstrømning av store mengder vann. I slike situasjoner vil det være viktig å ha tilstrekkelig kapasitet på anlegget til å redusere konsekvensene. Dette kan f.eks. innebære å ha tilstrekkelig pumpekapasitet til å pumpe ut vann og nok sikring til å stoppe rassituasjonen. F.eks. skal det ifølge Dammyr et al. (2020) være tilgjengelig støpeskjold på Rogfast slik at responstid ved en eventuell rasutvikling blir så kort som mulig. Både plan for fremdrift og plan for sikring kan være hensiktsmessig å ha fastsatt skriftlig, f.eks. i kontrakten.

Rogfast-prosjektet er kommet langt i planleggingsfasen og skal forhåpentligvis snart starte drivingen. Derfor er det muligens mer aktuelt å planlegge driving og fremdrift gjennom svakhetssoner, enn å utføre ytterligere forundersøkelser før driving. Dersom det er stor usikkerhet knyttet til spesielle områder vil det likevel være mulig å sette inn ekstra ressurser på forundersøkelser.

9.2.2 Tiltak under driving

Dersom det drives inn i en vanskelig svakhetszone er bergsikring et av de viktigste tiltakene under driving for å redusere risiko. Vanlige sikringsmetoder, som bolter, sprøytebetong og sprøytebetongbuer, er forklart i Kapittel 4.3 og diskutert i Kapittel 8 og vil derfor ikke være hovedfokus i påfølgende avsnitt.

På grunn av blant annet kort ståtid og generelt høy vanskelighetsgrad anses det som svært sannsynlig at samtlige av de åtte svakhetssonene vil ha behov for å stabiliseres før de drives inn i. Dette kan gjøres ved injeksjon, forbolter eller frysing, som vil bidra til å redusere risiko ved svakhetssonene. En erfaring fra Atlanterhavstunnelen er at det bør være ca. 10 m kompakt berg foran stoff når forinjeksjon skal startes inn mot en vannførende svakhetsone (Karlson, 2009). Forsiktig driving med reduserte salvelengder og delt tverrsnitt er aktuelt i kombinasjon med forhåndsstabiliserende tiltak på Rogfast. Videre permanent sikring vil avhenge av svakhetssonens karakter, men full utstøpning kan være aktuelt i soner med løsmasser og/eller svelleleire, som f.eks. svakhetsone 22. Frysing kan benyttes i tilfeller med lav bergoverdekning og dårlig bergmassekvalitet. Sålestøp vil være et mulig tiltak i svakhetssonene som er vurdert.

Et av de viktigste tiltakene under driving er å ha personell (fortrinnsvis ingeniørgeologer eller geologer) på anlegget som har erfaring med svakhetssoner og sikring i undersjøiske tunneler. Det er viktig at berget bli inspisert før sikring blir påført slik at viktige forhold blir oppdaget og sikringstiltak kan dimensjoneres deretter. Ingeniørgeologisk oppfølging på stoff er aktuelt i samtlige bergmasseklasser på Rogfast (Dammyr et al., 2020). Ingeniørgeologene på anlegget kan gjerne være koblet opp mot et ekspertpanel. Ekspertpanel har vært benyttet i flere tunnelprosjekter (f.eks. i Bjørøy- og Atlanterhavstunnelen) som har vært utfordrende grunnet svakhetssoner. Ekspertpanelet har da bidratt til å krysse svakhetssoner på en forsvarlig måte (Larsen, 2019).

Under driving er et viktig tiltak å ha kontroll på forholdene foran stoff. Dette er spesielt viktig i tilfeller hvor det er knyttet usikkerhet til svakhetssonens beliggenhet, karakteristikk, bergoverdekning og vannføring. Kontroll på forholdene foran stoff kan tilegnes ved å sonder- og kjernebore, benytte seismikk på stoff, benytte boreparameterinterpretasjon av MWD-data eller en kombinasjon av disse. Ved usikkerhet knyttet til bergoverdekning er det spesielt viktig å sonder- eller kjernebore over tunnelnivå. Dette ble ikke gjort under forundersøkelsene i Oslofjordtunnelen, som førte til at ingen forventet løsmasser i svakhetssonen med fullt hydrostatisk vanntrykk. I Bømlafjordtunnelen førte en feilboring til at en kløft med løsmasser ble oppdaget før driving. Dette førte til at det var mulig å justere tunneltraseen slik at tilstrekkelig bergoverdekning ble opprettholdt (Palmstrøm, 2003). Ved svakhetsone 19 og 22 er det knyttet usikkerhet til bergoverdekning og her vil undersøkelser foran stoff være spesielt viktig.

Inn mot forventede svakhetssoner på Rogfast anbefales det å kjerne- og sonderbore til sonen blir oppdaget. Sonderboring inn mot svakhetssoner vil foregå med 20 m overlapp slik at det er minimum 20 m bergmasse frem mot eventuelle svakhetssoner (Dammyr et al., 2020). Seismikk på stoff skal brukes som et supplement til sonder- og kjerneboring på Rogfast. Seismikk på stoff kan brukes til å påvise svakhetssoner, men kan f.eks. ikke påvise svelleleire (Nordbø, 2019).

I områder hvor det er forventet å drive gjennom flere relativt like svakhetssoner er det viktig å behandle hver enkelt svakhetszone individuelt. Dette er fordi svakhetssoner kan være ulike, til tross for at de ser like ut fra forundersøkelsene. Dette ble erfart i Atlanterhavstunnelen hvor svakhetssonen som det ble problemer med var forventet å være lik svakhetssoner som allerede var drevet gjennom og som ikke ga problemer. Mellom profil 19250 og 21000 på Rogfast er det forventet 17 svakhetssoner i samme bergart og ved ca. samme dyp. Da kan det være enkelt og fristende å anta at de er relativt like, men det er nødvendigvis ikke tilfellet.

Rogfast skal drives med to parallelle løp og i tillegg fra flere stuffer samtidig. Dette gjør det mulig med erfaringsoverføring under anleggsfasen. Dersom det oppstår en kritisk situasjon ved en stoff vil en lignende situasjon kunne unngås ved en annen stoff, forutsatt at det er god kommunikasjon mellom stuffer drevet av potensielt ulike entreprenører. Ved driving av to parallelle løp er det anbefalt å ha en avstand på 50 m mellom fremdriften på de parallelle stoffene. Ifølge Vegdirektoratet (2020a) vil dette gjøre det mulig å dra nytte av driveerfaringene fra det første løpet til det andre, i tillegg til at injeksjonsarbeidet ikke forstyrrer det andre løpet. Dette vil også kunne bidra til å optimalisere sikringsmengden.

9.2.3 Tiltak etter driving

Ved driving gjennom svakhetssoner, som det er forventet skvising og deformasjon i, er det viktig å ha kontroll på deformasjonsutviklingen etter driving for å kunne sette inn ekstra sikringstiltak ved behov. Dette kan gjøres ved f.eks. bruk av bolteekstensometere eller konvergensmålinger. Dette er særlig aktuelt for svakhetssoner der det er sannsynlighet for skvising som svakhetszone 3, 19, 48, 22 og 32. Etter driving er det også mulig å ta prøver til laboratorietester for å få ytterligere informasjon om egenskapene til svakhetssonene. Vanntrykksmålinger bak sprøytebetong og full utstøping er også mulig å utføre (Dammyr et al., 2020).

9.3 Avsluttende kommentar

Denne masteroppgaven har hatt fokus på vanskelighetsgrad og sikringsbehov til vanskelige svakhetssoner. Det er likevel ønskelig å poengtere at en høy vanskelighetsgrad og et høyt sikringsbehov ikke er ensbetydende med at tunneldriving gjennom svakhetssonen er umulig eller nødvendigvis vil føre til store problemer. Dersom ovenfornevnte tiltak og erfaringer fra andre tunneler benyttes er det fullt mulig å drive gjennom vanskelige svakhetssoner. Bjørøy-, Oslofjord- og Atlanterhavstunnelen er eksempler på at det er mulig å drive gjennom vanskelige

svakhetssoner.

I denne oppgaven er det gjort en vurdering av åtte av de forventede svakhetssonene på Rogfast. Åtte svakhetssoner utgjør ca. 7 % av alle forventede svakhetssoner på prosjektet. Det er derfor viktig å understreke at flesteparten av svakhetssonene ikke er vurdert, men det er hensikten at svakhetssonene som er vurdert kan gi et representativt bilde på vanskelighetsgrad og sikringsbehov til de antatt vanskeligste svakhetssonene.

Kapittel 10

Konklusjon

De åtte utvalgte svakhetssonene i Rogfast fikk en total poengsum mellom 10 og 13 basert på poengsystemet som er utarbeidet i denne oppgaven. Poengsystemet baserer seg på seismisk hastighet, bergoverdekning, krysningslengde, vanntrykk og tilstedeværelse av svelleleire, grafitt og løsmasser. Forskjell i total poengsum indikerer at det er ulik vanskelighetsgrad på de antatt vanskeligste svakhetssonene. De utvalgte svakhetssonene på Rogfast har generelt fått høye poeng på seismisk hastighet, krysningslengde, vanntrykk og tilstedeværelse av svelleleire og grafitt, som gir en indikasjon på at det er faktorer som vil gi problemer i svakhetssoner på Rogfast.

Poengsystemet er anvendt på svakhetssonene i Bjorøy-, Oslofjord- og Atlanterhavstunnelen, som fikk total poengsum på 12-13 poeng. Fem av svakhetssonene på Rogfast har fått samme totale poengsum som Bjorøy-, Oslofjord- og Atlanterhavstunnelen. Basert på dette kan det konkluderes med at det er en risiko for å møte like vanskelige svakhetssoner i Rogfasttunnelen som det ble gjort i Bjorøy-, Oslofjord- og Atlanterhavstunnelen.

Basert på seismisk hastighet og svakhetssonens styrke er sikringsklasse funnet for de åtte utvalgte svakhetssonene. Det er funnet å være en sammenheng mellom vanskelighetsgrad og sikringsbehov, da svakhetssonene som har fått lavest total poengsum (svakhetszone 19, 48 og 37) er i en lavere sikringsklasse enn resterende svakhetssoner som har fått en høyere total poengsum. Det kan konkluderes med at samtlige av de åtte svakhetssonene har et høyt sikringsbehov, da tre av svakhetssonene er i sikringsklasse V og fem er i sikringsklasse VI.

Numerisk analyse på svakhetszone 31 indikerer lave spenninger og avlastet bergmasse rundt tunnelkonturen, som kan føre til stabilitetsproblemer i form av blokkutfall, rasutvikling og vanninnlekkasje (særlig lokalisert i de ytre delene av svakhetssonene). Innsatt sikring (bolter og sprøytebetongbuer) reduserte deformasjonen fra 66,0 cm til 7,6 cm. Deformasjonen er lokalisert i tunnelsiden som vender mot parallelt løp og sikringen i første utgravde løp blir hardest

belastet. Det anbefales derfor at første utgravde løp blir sikret mer enn siste utgravde løp. En deformasjon på 7,6 cm etter sikring indikerer at det vil være nødvendig med ytterligere sikringstiltak, som f.eks. injeksjon, forbolter og sålestøp.

For å redusere risiko forbundet med vanskelige svakhetssoner er det flere tiltak som kan iverksettes. Plan for driving gjennom svakhetssoner, sonder- og kjerneboring i kombinasjon med seismikk på stoff, erfaringsoverføring innad på Rogfast-prosjektet og ingeniørgeologisk oppfølging på stoff kan trekkes frem som noen av de mest aktuelle tiltakene for Rogfast. Det understrekes at disse tiltakene kommer i tillegg til tilstrekkelig bergsikring og forhåndsstabilisering.

Erfaringene fra sidetunnelene på Mekjarvik og Arsvågen indikerer bedre driveforhold enn forventet og at de fleste forventede svakhetssoner ikke ble møtt. Svakhetssonene som ble møtt førte ikke til nevneverdige problemer. I tillegg er flere vanskelige svakhetssoner krysset i norske undersjøiske tunneler tidligere, f.eks. i Bjørøy-, Oslofjord- og Atlanterhavstunnelen. På bakgrunn av dette antas det av undertegnede at det vil være mulig å krysse svakhetssonene langs Rogfast-tunnelen, til tross for høy vanskelighetsgrad og høyt sikringsbehov.

Det er viktig å understreke at konklusjonen er basert på de åtte utvalgte svakhetssonene. Et annet utvalg av svakhetssoner ville muligens gitt en annen konklusjon.

10.1 Videre arbeid

Kun åtte av svakhetssonene på Rogfast er vurdert og analysert med hensyn til vanskelighetsgrad og sikringsbehov. Det anbefales derfor at samtlige forventede svakhetssoner på Rogfast analyseres ut ifra poengsystemet utarbeidet i denne oppgaven. Dette vil gi et mer representativt innblikk i fordelingen av vanskelighetsgraden til svakhetssonene langs traseen. Likeledes kan det gjøres en vurdering av sikringsbehov for samtlige svakhetssoner ut ifra metoden som er benyttet i denne oppgaven.

Poengsystemet kan forbedres og utarbeides ytterligere. Ved å utføre et bredt litteratursøk, på svakhetssoner i Norge og utland, på hvilke forhold som har høyest betydning for vanskelighetsgraden kan de ulike kriteriene vektas. Dette vil føre til at poengsystemet gir et mer reelt bilde på virkeligheten. Poengsystemet kan utvikles videre ved at det kan tas hensyn til flere forhold som er relevante for svakhetssoners vanskelighetsgrad, som f.eks. spenningsforhold, innlekkasjeforhold og ståtid.

Det anbefales å utføre en detaljert numerisk analyse av flere svakhetssoner langs traseen. For at den numeriske analysen skal bli nøyaktig og gjenspeile virkeligheten bør det være en høyere grad av nøyaktighet i inngangsparametere enn det har vært i denne oppgaven Dette gjelder spesielt inngangsparameterene relatert til spenningsforhold og svakhetssonen.

I tillegg anbefales det å gjennomføre en befaring til sidetunnelen på Arsvågen. Under befaringen kan ingeniørgeologisk kartlegging utføres og prøver til laboratorietester kan innhentes.

Referanser

- Aagaard, B. (2019). Vellykket driving av 100 m løsmassetunnel Rv. 13, Jobergtunnelen. *TGB4200 Ingeniørgeologi - Løsmasser, videregående kurs*. Tilgjengelig fra: <https://ntnu.blackboard.com/webapps/login/> (Hentet: 26.04.20).
- Barton, N. & Grimstad, E. (2014). *Førti år med Q-systemet i Norge og i utlandet*. Tilgjengelig fra: http://nff.no/wp-content/uploads/2016/01/Barton-N.-and-Grimstad-E.-2014-Forty-years-with-the-Q-system-in-Norway-and-abroad.-Fjellsprengningsteknikk-NFF-Oslo-25p.pdf?fbclid=IwAR29Vm4Q_K10coVsy-jWq1XvDb03uc1ru_QEXixsafThv2qnavoZRyeFPOY (Hentet: 14.05.20).
- Bjørkhaug, E. (2017). *Undersjøisk tunnel under Romsdalsfjorden - Ingeniørgeologisk analyse med spesiell fokus på strukturgeologi og erfaringar frå nærliggande anlegg*. Masteroppgave. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Broch, E. & Nilsen, B. (2012). *Ingeniørgeologi-berg grunnkurskompendium*. Trondheim: NTNU.
- Dammyr, Ø., Gollegger, J., & Nilsen, B. (2017). Feasibility of tunnel boring through weakness zones in deep norwegian subsea tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 69, s. 133-146 Tilgjengelig fra: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779816303777#b0130> (Hentet: 24.01.20).
- Dammyr, Ø., Kleppstø, B., Farsund, T. Ø., Martinelli, E., Været, L., Holter, M., & Krogstad, M. H. (2020). *Entreprise E15 og E02 - Ingeniørgeologisk rapport for Kvitsøytunnelen og Boknafjordtunnelen midt. Konkurransesgrunnlag*. (NO-60-GEO versjon 01A). Sandvika: Norconsult.
- Dammyr, Ø., Kleppstø, B., Martinelli, E., Farsund, T. Ø., Skrede, S.-E., Holter, M., & Tuttle, K. J. (2019). *Entreprise E04 - Ingeniørgeologisk rapport for Boknafjordtunnelen nord. Konkurransesgrunnlag*. (NO-089-GEO versjon 00A). Sandvika: Norconsult.

- Dammyr, Ø., Kleppestø, B., Martinelli, E., Farsund, T. Ø., Skrede, S.-E., Holter, M., & Været, L. (2019). *Entreprise E03 - Ingeniørgeologisk rapport for Boknafjordtunnelen sør. Konkurransesgrunnlag*. (NO-088-GEO versjon 00A). Sandvika: Norconsult.
- Eldevik, L. & Riste, Ø. (2019). *Ingeniørgeologisk sluttrapport - E11 Sidetunnel Mekjarvik - E39 Rogfast*. Stavanger: Statens Vegvesen Utbyggingsområde Vest.
- Fossen, H., Mangerud, G., Hesthammer, J., Gabrielsen, R., & Bugge, T. (1997). The Bjorøy Formation: A newly discovered occurrence of Jurassic sediments in the Bergen Arc System. *Norsk Geologisk Tidsskrift*, 77(4), s. 269-288. Tilgjengelig fra: https://www.researchgate.net/publication/259213705_The_Bjoroy_Formation_A_newly_discovered_occurrence_of_Jurassic_sediments_in_the_Bergen_Arc_System (Hentet: 24.04.20).
- Friestad, L. E. (2012). *Rogfasttunnelen - Analyse av drivetekniske forhold, stabilitet og sikringsbehov for avgreining til Kvitsøy*. Masteroppgave. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- GEOFROST (u.å.). *Freezing 120 mbsl in The Oslofjord subsea tunnel*. Tilgjengelig fra: <https://www.geofrost.no/article/oslofjordtunnel/> (Hentet: 24.01.20).
- Geophysix (u.å.). *Refraksjonsseismikk på sjøen*. Tilgjengelig fra: <http://www.geophysix.no/metoder/sjoseismikk> (Hentet: 12.05.20).
- Hoek, E. (2007). *Practical-Rock Engineering*.
- Holmøy, K. H., Trinh, N., Bergh, I. S. B., & Rise, T. (2015). *Geologisk rapport for E39 Rogfast. Vedlegg til temarapport tunnel*. (SBF 2011 A0080). Trondheim: Sintef.
- Holter, K. G., Johansen, E. D., & Hegrenæs, A. (1996). Tunnelling through a sandzone: ground treatment experiences from the Bjorøy subsea road tunnel. *Norwegian Tunnelling Society: Subsea Tunnels*, 18, s. 59-66. Tilgjengelig fra: http://nff.no/wp-content/uploads/2014/01/Publication_18.pdf (Hentet: 23.01.20).
- Høien, A. H. & Nilsen, B. (2018). Analysis of the stabilising effect of ribs of reinforced sprayed concrete (RRS) in the Løren road tunnel. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78, s. 1777-1793. Tilgjengelig fra: <https://link.springer.com/article/10.1007/s10064-018-1238-1#Tab10> (Hentet: 16.05.20).
- ISRM (1979). *Suggested Methods for Determining the Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rock Materials*. Tilgjengelig fra: <https://ntnu.blackboard.com/webapps/login/> (Hentet: 10.05.20).

-
- Jensen, E. & Eldevik, L. (2020). *Geologisk sluttrapport - E13 Rogfast - Sidetunnel*. (Statens Vegvesens rapporter nr. 624). Stavanger: Statens Vegvesen Utbyggingsområde Vest.
- Karlson, K. I. (2009). RV64 Atlantic ocean tunnel leakage zone 230m below sea level. *Norwegian Tunnelling Society: Subsea Tunnels*, 18, s. 79-86. Tilgjengelig fra: http://nff.no/wp-content/uploads/2014/01/Publication_18.pdf (Hentet: 22.01.20).
- Larsen, M. H. (2019). *Karakter, stabilitetsforhold og sikringsbehov for vanskelige svakhetssoner i undersjøiske tunneler*. Prosjektoppgave. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Li, C. C. (2018a). *Rock Mechanics*. Trondheim: NTNU.
- Li, C. C. (2018b). *TGB4212 Bergmekanikk VK*. Trondheim: NTNU.
- Mao, D., Nilsen, B., & Lu, M. (2011). Analysis of loading effects on reinforced shotcrete ribs caused by weakness zone containing swelling clay. *Tunneling and Underground Space Technology*, 26(3), s. 472-480. Tilgjengelig fra: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0886779811000162> (Hentet: 12.05.20).
- Martinelli, E., Vik, A., & Kleppesø, B. (2016). *Entreprise 11 - Ingeniørgeologisk rapport for sidetunnel fra Mekjarvik. Konkurransgrunnlag*. (NO-061-GEO versjon 00A). Sandvika: Norconsult.
- NFF (2008). *Håndbok nr. 05: Tung bergsikring i undergrunnsanlegg*. Oslo: NFF. Tilgjengelig fra: http://nff.no/wp-content/uploads/2014/01/Haandbok_05.pdf (Hentet: 27.02.20).
- NFF (2010). *Håndbok nr. 06: Praktisk berginjeksjon for underjordsanlegg*. Oslo: NFF. Tilgjengelig fra: http://nff.no/wp-content/uploads/2014/01/Haandbok_06.pdf (Hentet: 27.02.20).
- NGI (2015). *Bruk av Q-systemet- håndbok*. Oslo: NGI. Tilgjengelig fra: <https://www.ngi.no/Publikasjoner-og-bibliotek/Boeker/Q-systemet> (Hentet 14.02.20).
- NGU (2015). *Berggrunn*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/nyheter/berggrunn> (Hentet: 01.04.20).
- NGU (2016). *Refraksjonsseismikk - metodebeskrivelse*. Tilgjengelig fra: https://www.ngu.no/sites/default/files/Refraksjon_beskrivelse_ny.pdf (Hentet: 10.02.20).
- NGU (2018). *XRD-analyser*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/fagomrade/xrd-analyser> (Hentet: 09.03.20).
-

- Nilsen, B. (2009). Engineering geological aspects of subsea tunnels. *Norwegian Tunnelling Society: Subsea Tunnels*, 18, s. 9-12. Tilgjengelig fra: http://nff.no/wp-content/uploads/2014/01/Publication_18.pdf (Hentet: 17.02.20).
- Nilsen, B. (2011). Cases of instability caused by weakness zones in norwegian tunnels. *Bulletin of Engineering Geology and The Environment*, 70(1), s. 7-13. Tilgjengelig fra: https://www.researchgate.net/publication/251303274_Cases_of_instability_caused_by_weakness_zones_in_Norwegian_tunnels (Hentet: 23.01.20).
- Nilsen, B. (2012). Characteristic of water ingress in norwegian subsea tunnels. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 47(3), s. 933-945. Tilgjengelig fra: <https://link.springer.com/article/10.1007/s00603-012-0300-8> (Hentet: 23.01.20).
- Nilsen, B. (2015). Main challenges for deep subsea tunnels based on norwegian experience. *Journal of Korean Tunnelling and Underground Space Association*. Tilgjengelig fra: https://pdfs.semanticscholar.org/9d77/0f1d31ca964d24affe0d40bd803051b2d4e0.pdf?_ga=2.74244818.1540948117.1568621577-2045544983.1568621577 (Hentet: 11.02.20).
- Nilsen, B. (2019). Undersøkelsesomfang, anbud. *TGB4190 Ingeniørgeologi - Berg, videregående kurs*. Tilgjengelig fra: <https://ntnu.blackboard.com/webapps/login/> (Hentet: 19.03.20).
- Nilsen, B. & Palmstrøm, A. (2001). *Stability and water leakage of hard rock subsea tunnels*. Tilgjengelig fra: <http://folk.ntnu.no/bnilsen/IS-KYOTO%202001.pdf> (Hentet: 17.02.20).
- Nordbø, K.-E. (2019). *Nytteverdi av seismikk på stuff for prediksjon av ingeniørgeologiske utfordringer*. Prosjektoppgave. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Palmstrøm, A. (2003). Erfaringer fra Vardø, Nordkapp, Oslofjorden og Bømlafjorden tunnelene. *Kursdagene ved NTNU 2003*. Tilgjengelig fra: http://www.rockmass.no/filer/28_4_tunneler.pdf (Hentet: 24.04.20).
- Palmstrøm, A. (2009.). Combining the rmr, q and rmi classification systems. *Rockmass.net*. Tilgjengelig fra: http://rockmass.net/files/combining_RMR-Q-RMi.pdf (Hentet: 20.05.20).
- Rambøll (2016). *E39 Rogfast. Refraksjonsseismiske undersøkelser på land og i sjø*. København: Rambøll.

-
- Rocscience (u.å.). *RS2 Applications Overview*. Tilgjengelig fra: https://www.rocscience.com/help/rs2/#t=getting_started%2FRS2_Applications_Overview.htm (Hentet: 30.04.20).
- Rønning, J. S., Dalsegg, E., Dehls, J. F., Haase, C., Nordgulen, Ø., Olesen, O., Saintot, A., & Solli, A. (2006). *Geological and geophysical investigations for the Rogfast project*. (NGU Report 2006.076). Trondheim: NGU. Tilgjengelig fra: https://www.ngu.no/filearchive/235/2006_076.pdf (Hentet: 23.03.20).
- Solli, A. & Nordgulen, Ø. (2014). *Geological investigations for the ROGFAST project in the area between Kvitsøy and Bokn*. (NGU Report 2014.054). Trondheim: NGU. Tilgjengelig fra: https://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2014/2014_054.pdf (Hentet: 02.04.20).
- SVV (2015). *Laboratorieundersøkelser - Håndbok R210*. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/185231/binary/1090658 (Hentet: 17.02.20).
- SVV (2019). *Ferjefri E39*. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/2044352/binary/1348183?fast_title=Om+ferjefri+E39.pdf (Hentet: 27.01.20).
- SVV (u.å.). *E39 Rogfast: The worlds longest and deepest sub-sea road tunnel*. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/1875530/binary/1184031?fast_title=Rogfast-brosjyre+mai+2017.pdf (Hentet: 27.01.20).
- Todnem, S. (2014). *Rogfast, analyse av TBM-driving gjennom svakhetsone, med fokus på skvising*. Masteroppgave. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Vegdirektoratet (2018). *Håndbok R211 Feltundersøkelser*. Oslo: Vegdirektoratet. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/111560/binary/1297147?fast_title=H%C3%A5ndbok+R211+Feltunders%C3%B8kelser%2C+retningslinjer+%2818+MB%29.pdf (Hentet: 26.02.20).
- Vegdirektoratet (2020a). *Håndbok N500 Vegtunneler*. Oslo: Vegdirektoratet. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/61913/binary/1143816?fast_title=%5C%C3%A5ndbokN500+Vegtunneler.pdf (Hentet: 20.02.20).
- Vegdirektoratet (2020b). *Håndbok V520 Tunnelveiledning*. Oslo: Vegdirektoratet. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/1597247/binary/1361411?fast_title=H%C3%A5ndbok+V520+Tunnelveiledning.pdf (Hentet: 21.02.20).
-

- Vik, A., Kleppestø, B., Martinelli, E., Dammyr, Ø., Farsund, T. Ø., & Været, L. (2017). *Entreprise E13 - Ingeniørgeologisk rapport for sidetunnel Arsvågen. Konkurransgrunnlag*. (NO-78-GEO). Sandvika: Norconsult.
- Wisén, R., Olsen, F., & Almholt, A. (2017). *E39 Rogfast - Kvitsøy. Refraksjonsseismiske undersøkelser i sjø*. København: Rambøll.

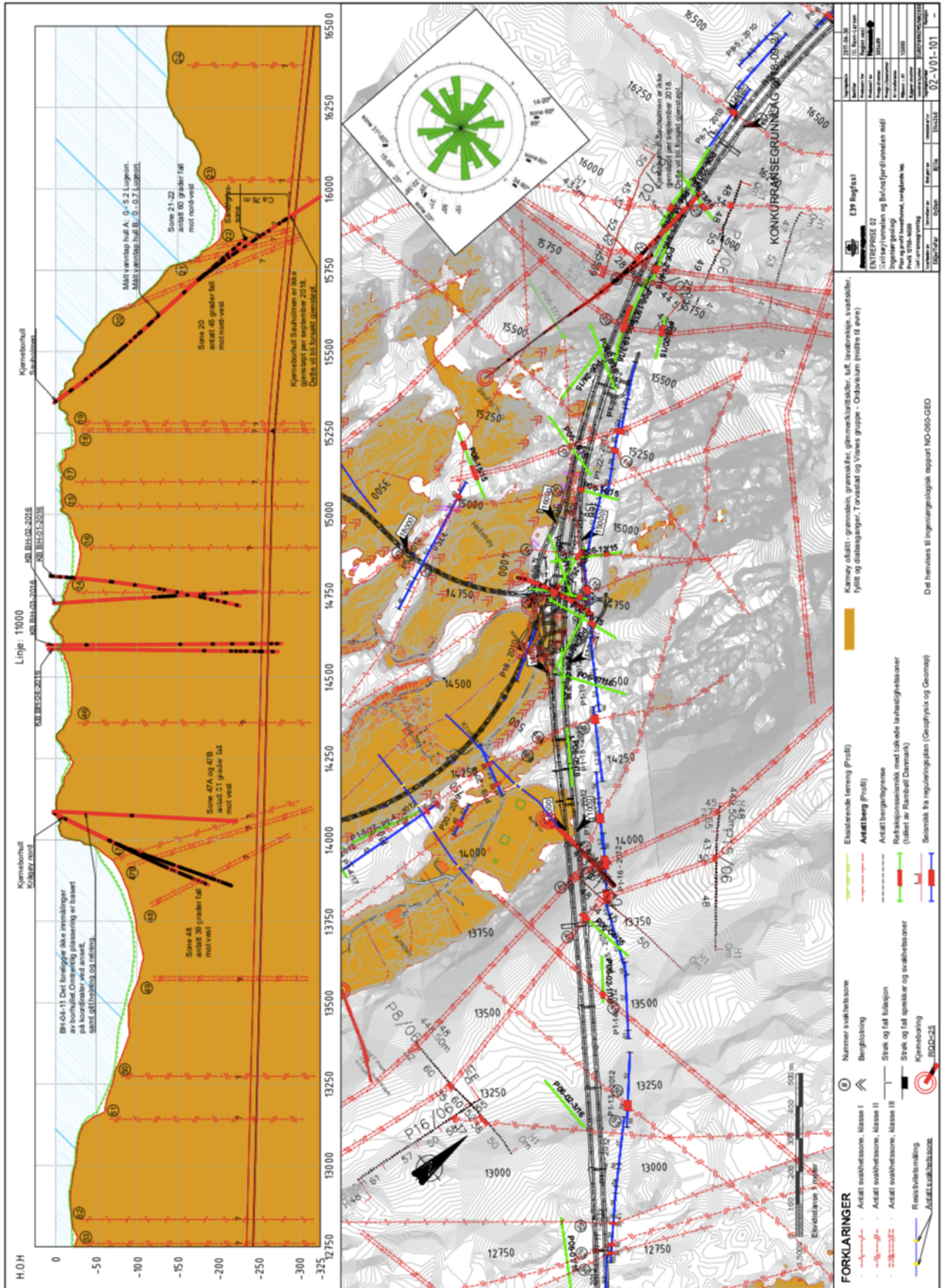
Vedlegg

Vedlegg A

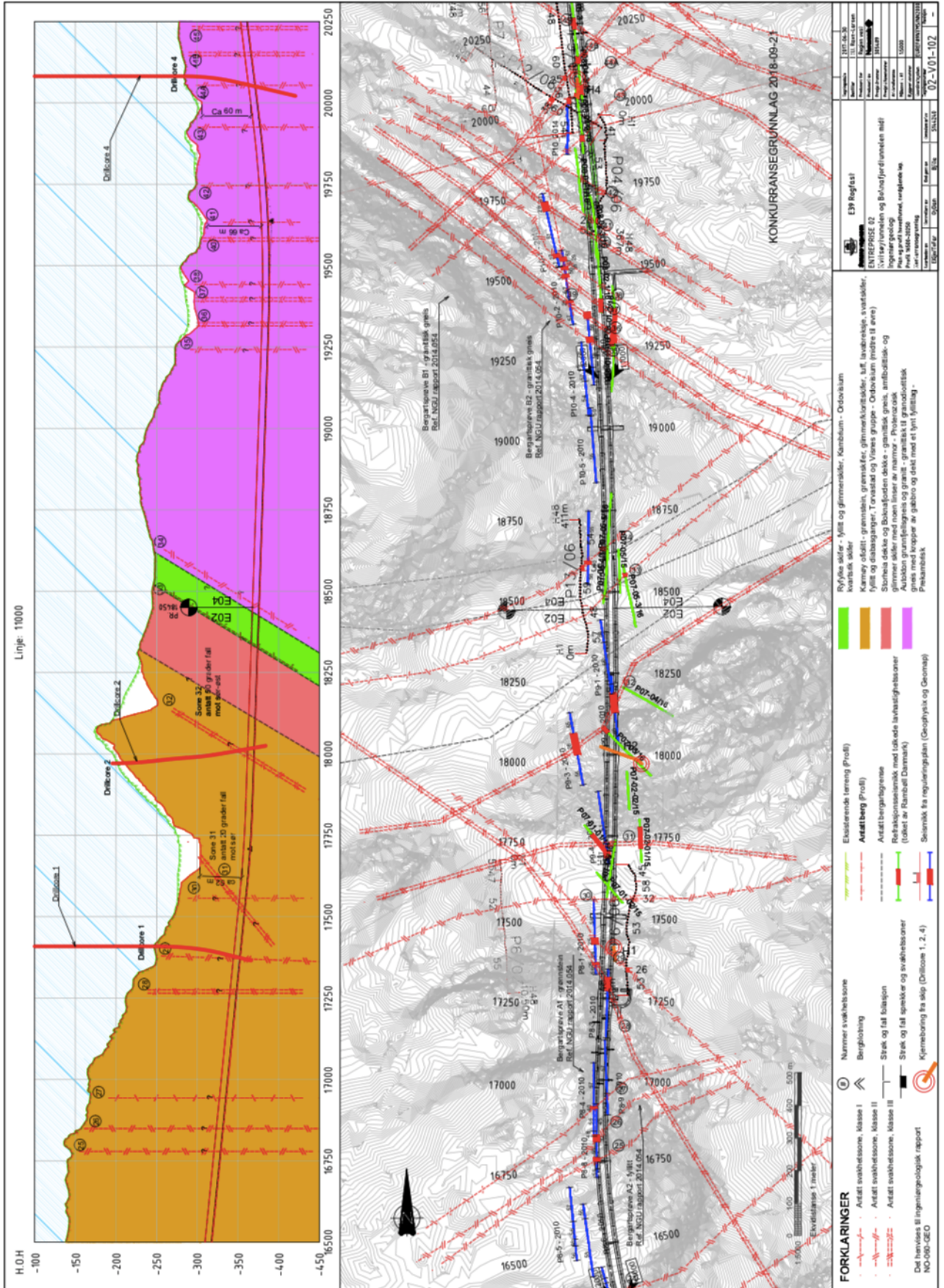
**Lengdeprofil med antatte svakhetssoner
fra E03.**

Vedlegg B

**Lengdeprofil med antatte svakhetssoner
fra E02.**



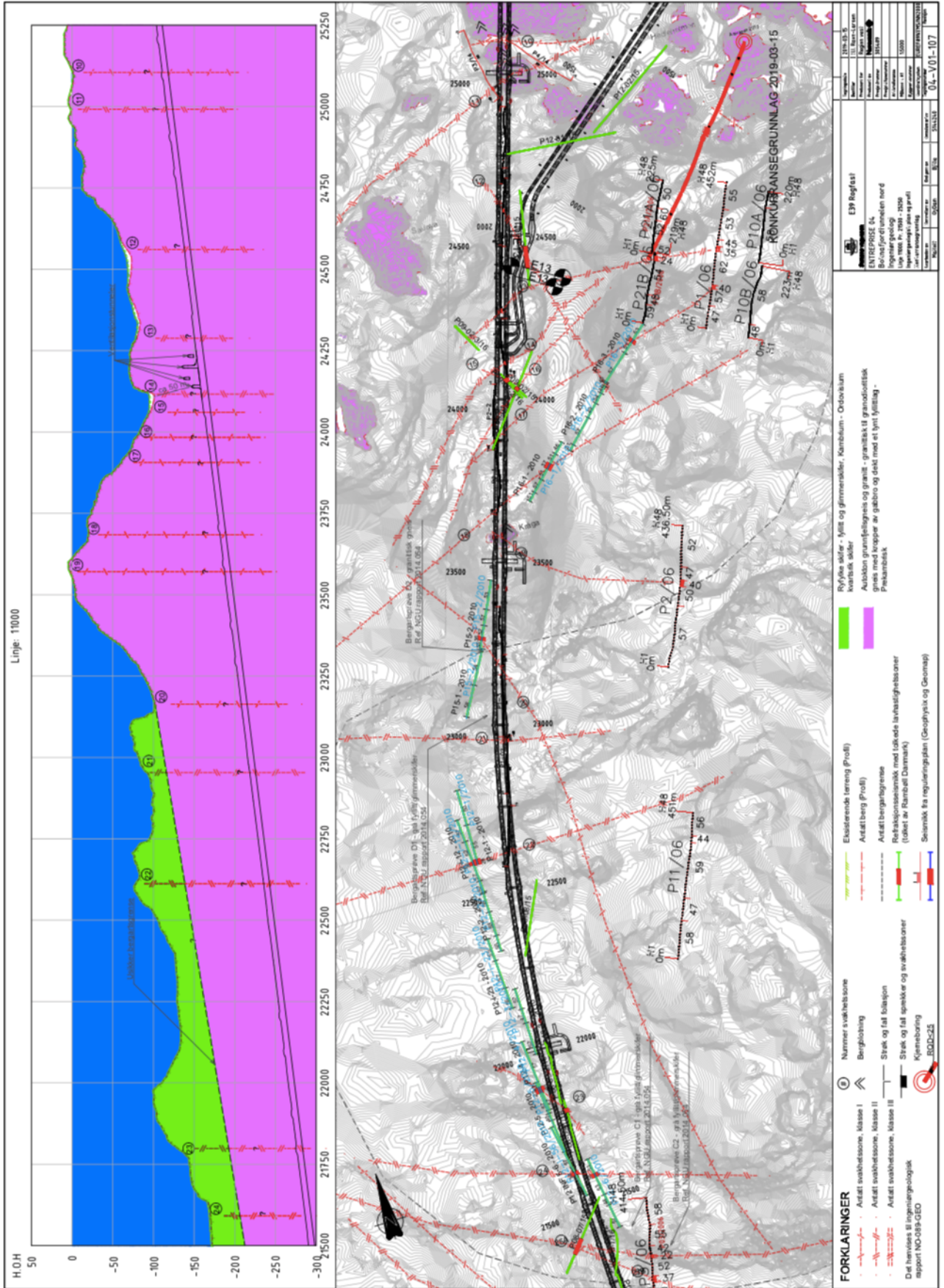
Profil 12750-16500 (tegningsnummer 02-V01-101) (Dammyr et al., 2020).



Profil 16500-20250 (tegningsnummer 02-V01-102) (Dammyr et al., 2020).

Vedlegg C

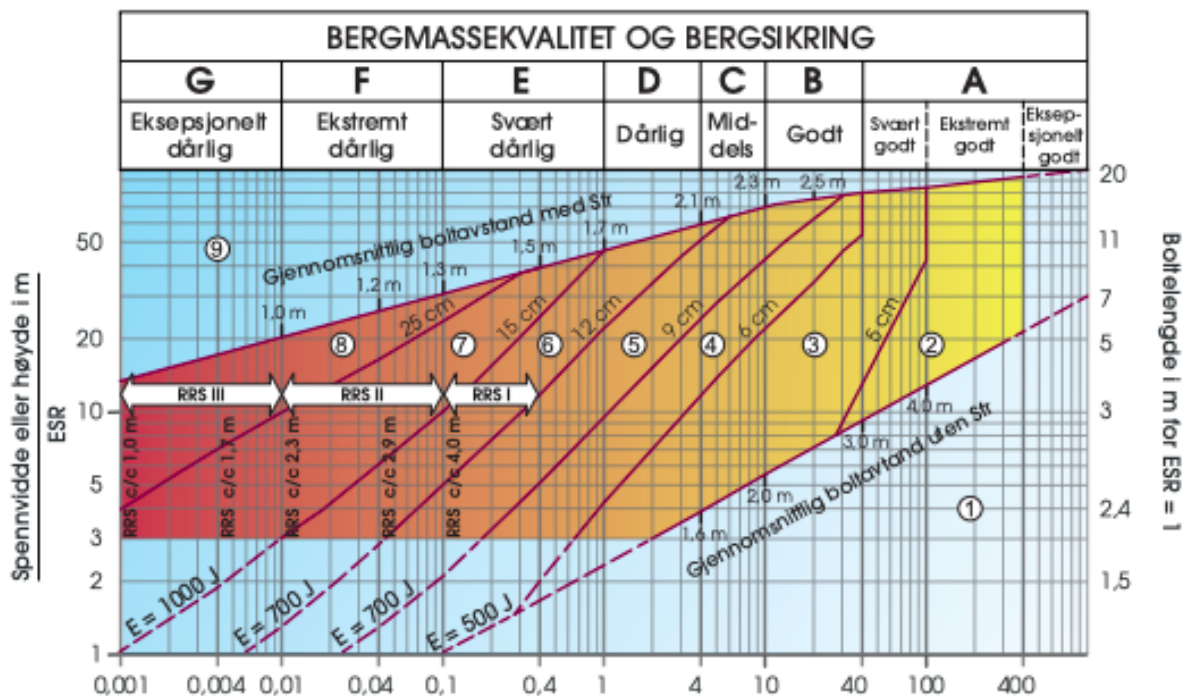
**Lengdeprofil med antatte svakhetssoner
fra E04.**



Profil 21500-25250 (tegningsnummer 04-V01-107) (Dammyr et al., 2019).

Vedlegg D

Bergmassekvalitet og bergsikring etter Q-metoden (NGI, 2015).



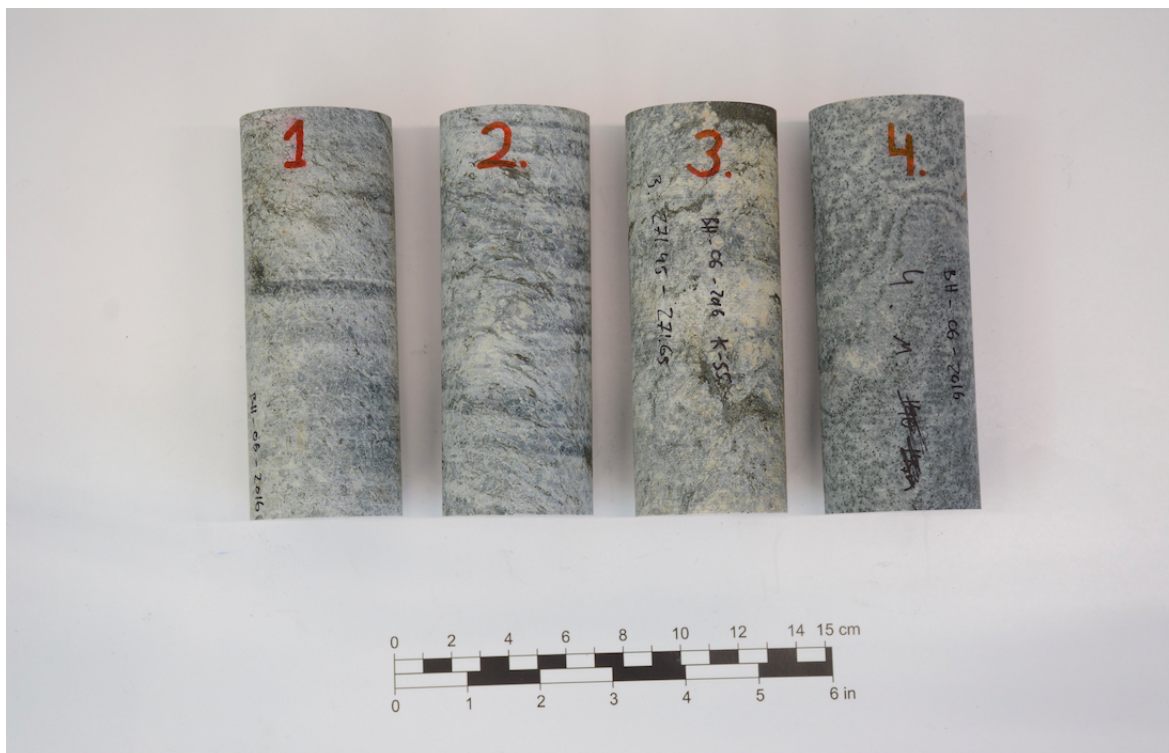
Vedlegg E

Sammenheng mellom bergklasser fra Q-systemet og sikringsklasser (Vegdirektoratet, 2020a).

Bergmasse klasse	Bergforhold Q-verdi (sprengt berg)	Sikringsklasse Permanent sikring
A/B	Lite oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand > 1m. Q = 100 – 10	Sikringsklasse I - Spredt bolting - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm
C	Moderat oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand 0,3 – 1 m Q = 10 – 4	Sikringsklasse II - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm - Systematisk bolting c/c 2 m
D	Tett oppsprukket bergmasse eller lagdelt skifrig bergmasse. Midlere sprekkeavstand < 0,3 m. Q = 4 - 1	Sikringsklasse III - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 100 mm - Systematisk bolting c/c 1,75 m
E	Svært dårlig bergmasse. Q = 1 - 0,2 ----- Q = 0,2 - 0,1	Sikringsklasse IV - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm - Systematisk bolting, c/c 1,5 m ----- - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm - Systematisk bolting, c/c 1,5 m - Armerte sprøytebetongbuer. Buedimensjon E30/6 ϕ 20 mm, c/c buer 2–3 m, Buene boltes systematisk, c/c bolt = 1,5 m, boltelengde 3–4 m - Sålestøp vurderes
F	Ekstremt dårlig bergmasse. Q = 0,1 - 0,01	Sikringsklasse V - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150–250 mm - Systematisk bolting, c/c 1,0 – 1,5 m - Armerte sprøytebetongbuer Buedimensjon D60/6+4, ϕ 20 mm, c/c buer 1,5– 2 m Buene boltes systematisk, c/c 1,0 m, boltelengde 3–6 m Doble buer kan erstattes med gitterbuer. - Armert sålestøp, pilhøyde min. 10 % av tunnelbredden
G	Eksepsjonelt dårlig bergmasse, stort sett løsmasse, Q < 0,01	Sikringsklasse VI - Driving og permanent sikring dimensjoneres spesielt

Vedlegg F

Bilder av ferdigpreparerte kjerneprøver.



Vedlegg G

Bilder av materiale $< 20 \mu\text{m}$.



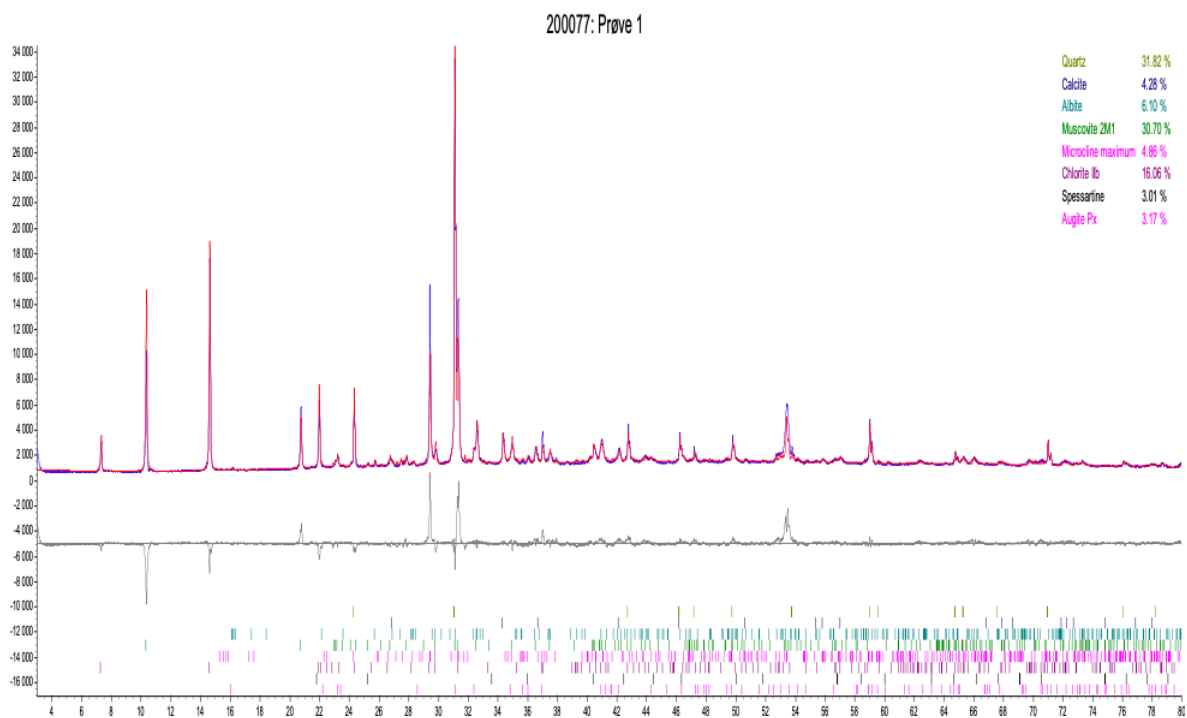
Vedlegg H

Bilder av materiale $> 20 \mu\text{m}$.

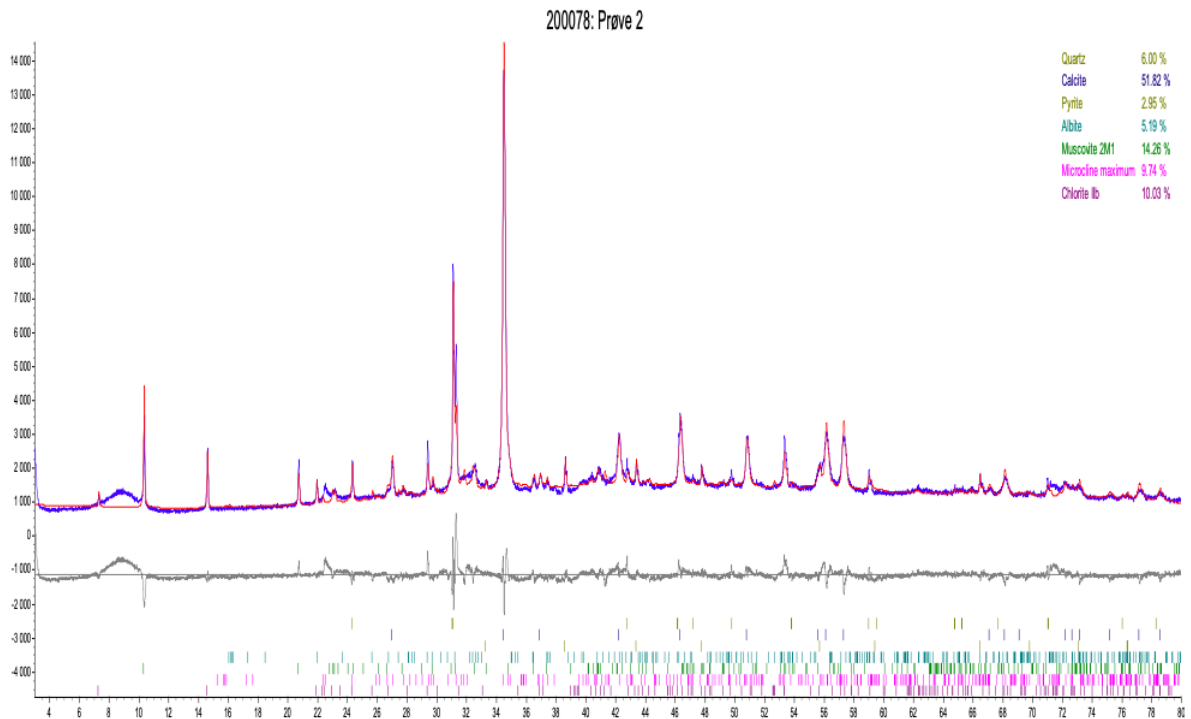


Vedlegg I

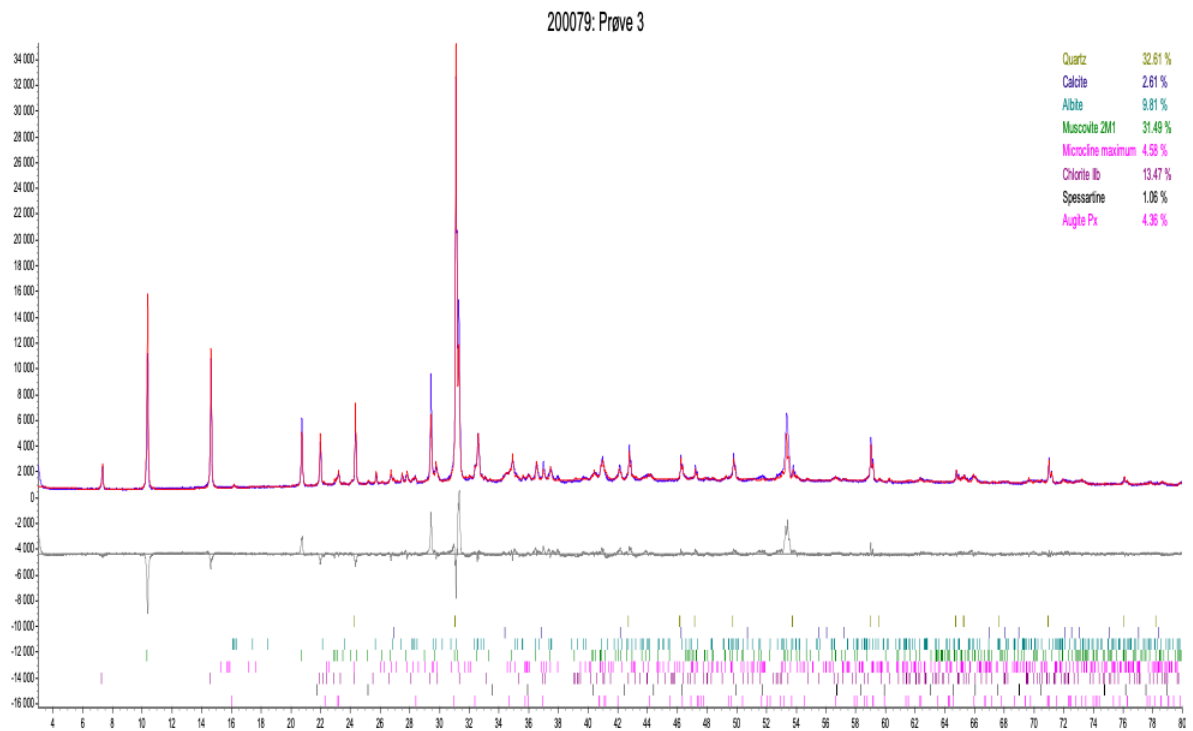
Resultater fra XRD-analyse.



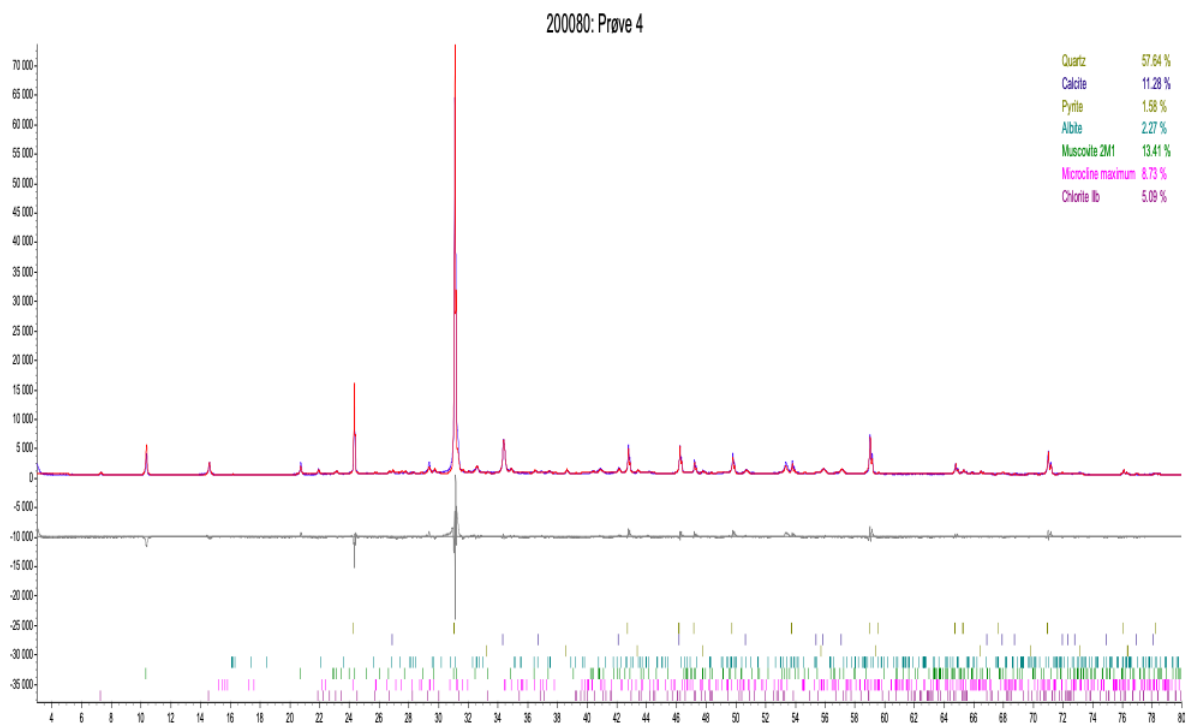
Diffraktogram til prøve 1S.



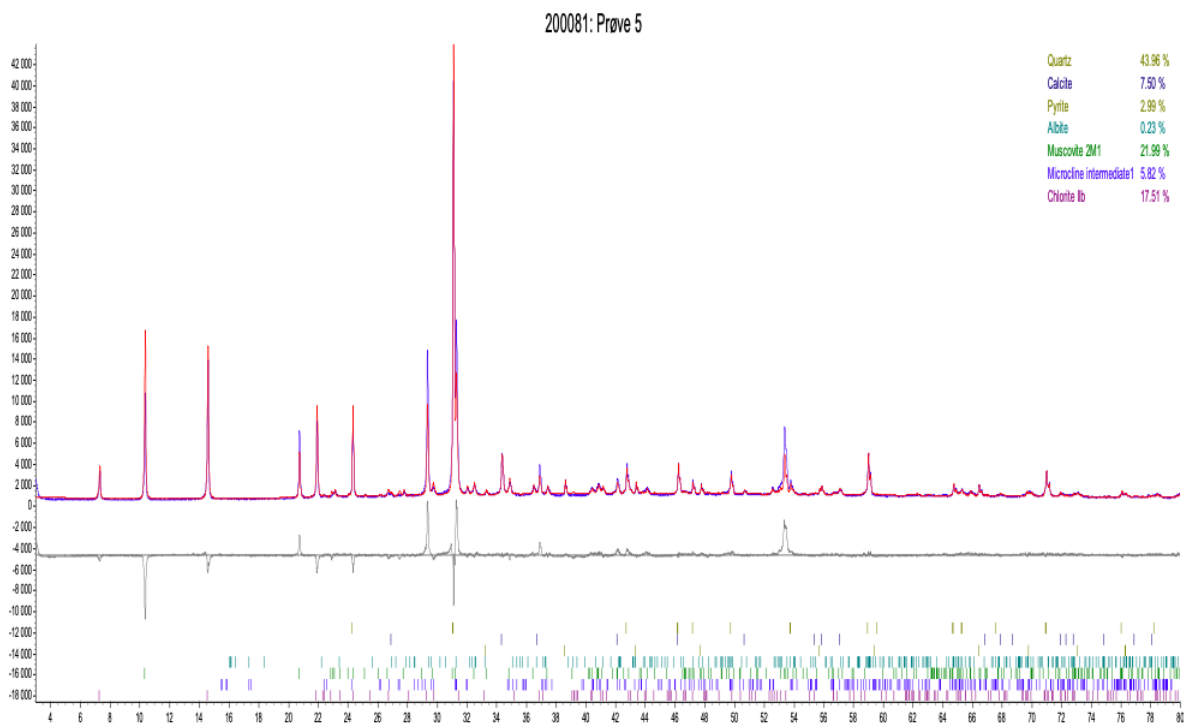
Diffraktogram til prøve 2S.



Diffraktogram til prøve 3S.



Diffraktogram til prøve 4S.



Diffraktogram til prøve 5S.

Vedlegg J

Bilder av kjerneprøver etter UCS-test.



Vedlegg K

Ståtid som funksjon av RMR-verdi og usikkert spennvidde (Broch & Nilsen, 2012).

