

NO-60-GEO

Entreprise E02

Ingeniørgeologisk rapport for Kvitsøytunnelen og Boknafjordtunnelen midt

Konkurransesgrunnlag



Oppdragsnr.: 5144240 Dokumentnr.: NO-60-GEO Versjon: 00A
2018-02-09

Oppdragsgiver: Statens Vegvesen Region Vest
Oppdragsgivers kontaktperson: Tor Geir Espedal
Rådgiver: Norconsult AS, Vestfjordgaten 4, NO-1338 Sandvika
Oppdragsleder: Bjørn A. Kleppestø
Fagansvarlig: Øyvind B. Dammyr
Andre nøkkelpersoner: Tor Øyvind Farsund, Erik Martinelli, Lars Været

00A	2018-02-09	Konkurransesgrunnlag	ToFar	OyDam	BjKle
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

Sammendrag

Denne rapporten er utarbeidet for konkurransegrunnlag og presenterer ingeniørgeologiske forhold langs tunneltraseen på entreprise E02 Kvitsøytunnelen og Boknafjordtunnelen midt.

Entreprisen er en del av prosjektet E39 Rogfast og inkluderer ca. 8400 m av hovedtunnelen og den ca. 3800 m lange Kvitsøytunnelen, samt rundkjøringer, av/påkjøringsramper og ventilasjonssystem under Kvitsøy, inklusive to vertikale ventilasjonssjakter med lengde på ca. 245-250 m. Det skal også utføres sprengningsarbeider i dagen.

Berggrunnen innenfor entreprise 02 er forventet å bestå hovedsakelig av Karmøy ofiolitt med bergarter grønnstein, grønnskifer, glimmer/klorittskifer, tuff, lavabreksje, svartskifer, fyllitt og diabasganger. I søndre del av entreprisen er det forventet at berggrunnen består av Karmøy ofiolitt med bergarter gabbro og intrusive mafisk og ultramafisk berg. Lengst nord i entreprisen er det forventet at berggrunnen består av autoktone og prekambriske grunnfjellsbergarter med granittisk til granodiorittisk gneis og granitt. Mellom Karmøy ofiolitt og grunnfjellet lengst nord i entreprisen er det også antatt et mindre parti med Ryfylke skifer (fyllitt, glimmerskifer og kvartsrik skifer) samt Storheia og Boknafjorden dekke (granittisk gneis, amfibolittisk- og glimmerskifer med noen linser av marmor), men det knyttes usikkerheter til dette.

Mesteparten av tunnelen på denne entreprisen er undersjøisk og den geologiske modellen er generelt bygd på grunnlag av utførte forundersøkelser som kjerneboringer og seismikk samt feltkartlegginger på øyene. Siden store deler av tunneltraseen ligger under havet knyttes det usikkerhet til grunnforholdene da disse er vanskelige å undersøke.

Det er utført refraksjonsseismiske undersøkelser for det meste av traseen under sjø og kjerneboring langs utvalgte deler. For vurdering av berggrunnen er det i tillegg foretatt studier av kart, flyfoto og annet foreliggende grunnlagsmateriale, som blant annet innebærer tidligere utførte grunnundersøkelser og feltkartlegging.

I forbindelse med kryssing av noen av svakhetssonene, og sprekkesoner med høy permeabilitet, er det forventet meget utfordrende forhold for tunneldriving på denne entreprisen. Dette gjelder spesielt i forhold til vannetting og bergstabilitet/sikring.

Det skal utføres systematisk sonderboring i hele tunnelens lengde, med formål å gi opplysninger om bergmassekvalitet og vannforhold foran stoff. Det vil også bli behov for å utføre kjerneboring i større omfang, for eksempel når tunnelen nærmer seg antatt krevende svakhetssoner.

Sikringsomfanget tilpasses bergkvaliteten lokalt, slik at tilfredsstillende stabilitet oppnås. Det vil bli behov for betydelig boltesikring og sprøytebetong, samt relativt stort omfang av tyngre bergsikringsmetoder i forbindelse med kryssing av svakhetssoner.

Krav til innlekkasje i tunnelene er satt med hensyn til tunneldriving og permanent driftssituasjon. Innlekkasjekrav for tunnelene er satt til 20 l/min/100 m/løp for hele tunnelen, tilsvarende dimensjonerende kapasitet for vannhåndtering.

Det forutsettes at entreprenøren innehar/benyttet eget personell med god ingeniørgeologisk kompetanse med tanke på vurderinger innen planlegging og utførelse av bergarbeidene i dette prosjektet.

Innhold

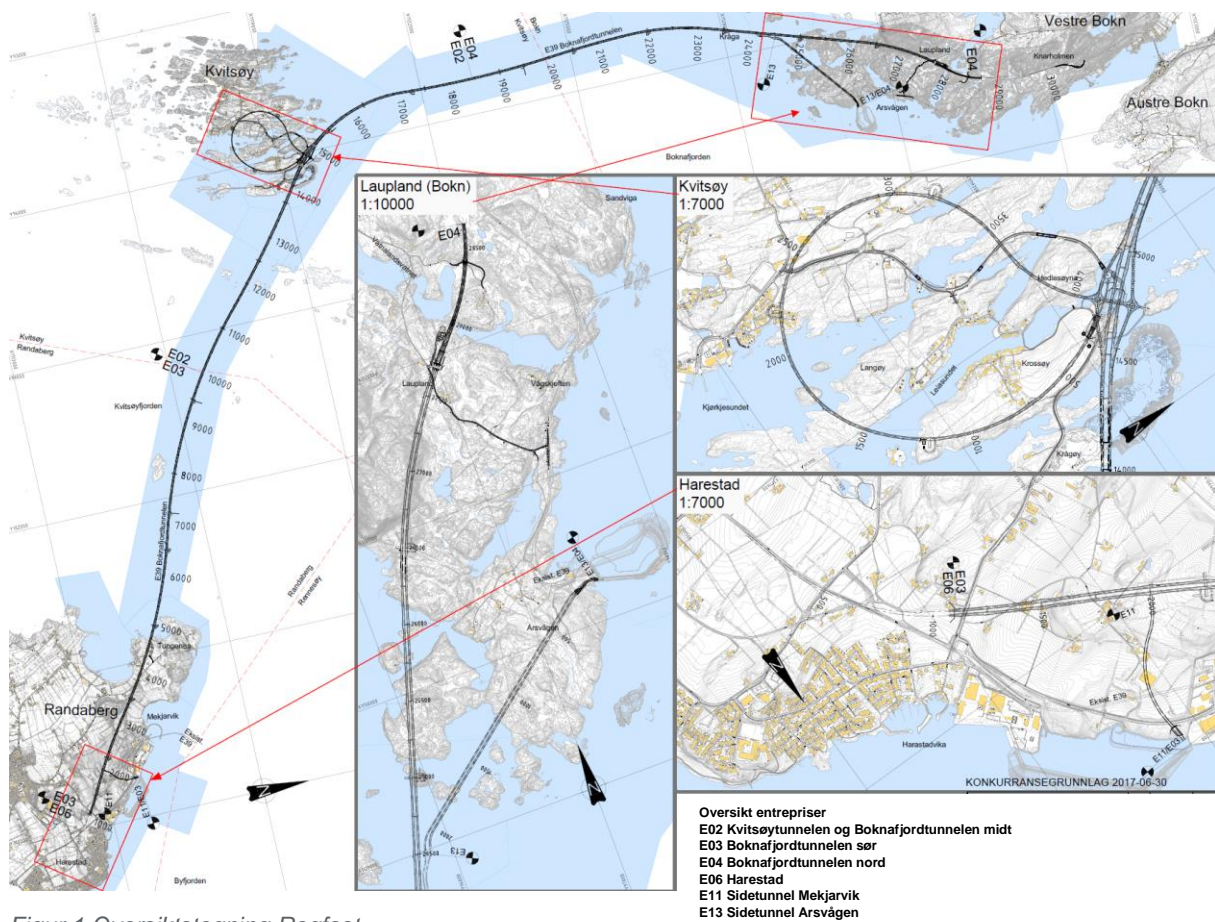
1	Innledning	7
1.1	Generell beskrivelse	7
1.2	Tunneltverrsnitt	8
1.3	Grunnlagsmateriale	8
1.4	Geoteknisk kategori og kontrollklasse	10
2	Utførte grunnundersøkelser (faktadel)	12
2.1	Feltkartlegging	12
2.2	Refraksjonsseismiske undersøkelser	12
2.3	Kjerneboring	17
2.3.1	Tidligere utførte kjerneboringer	17
2.4	Kjerneboringer Kvitsøy 2016	19
2.4.1	Kjerneboring BH-01-2016 Kvitsøy	19
2.4.2	Kjerneboring BH-02-2016 Kvitsøy	20
2.4.3	Kjerneboring BH-03-2016 Kvitsøy	21
2.4.4	Kjerneboring BH-04-2016 Kvitsøy	21
2.5	Bergspenningsmålinger	22
3	Grunnforhold	23
3.1	Topografi og løsmasser	23
3.1.1	Linje 18000, tunnel fra Kvitsøy	23
3.1.2	Linje 11000 og 12000, hovedtunnel	24
3.2	Berggrunn	25
3.3	Bergmassens oppsprekking	26
3.4	Bergmassens svakhetssoner	28
3.5	XRD test av kjernemateriale	29
3.6	Laboratorieanalyse	29
3.7	Bergspenninger	30
3.8	Tidligere erfaringer fra undersjøiske tunneler	31
3.9	Nærliggende tunneler	31
3.9.1	T-forbindelsen	32
3.10	Erfaringer med vanskelige driveforhold i tunneler	33
3.10.1	Bjørøytunnelen	33
3.10.2	Rennesøytunnelen (Byfjord 1)	33
3.10.3	Statpipe-tunnelene (mellom Karmøy og Kårstø)	33
3.10.4	Atlanterhavstunnelen	34
3.10.5	Oslofjordtunnelen	34

3.10.6	Kraftverkstunneler ved Sauda og Øvre Otra Kraftverker	34
4	Ingeniørgeologiske vurderinger (tolkningsdel)	35
4.1	Geologiske forhold	35
4.1.1	Forskjæring og påhugg	35
4.1.2	Bergartsfordeling i tunnelnivå	35
4.1.3	Svakhetssoner	37
4.1.4	Vannlekkasjer	41
4.1.5	Bergspenninger	42
4.1.6	Svake bergartslag	42
4.1.7	Svelleleire	43
4.2	Bergmassekvalitet	43
4.3	Driveforhold	44
4.4	Stabilitetssikring	44
4.4.1	Sikringsmengder i de ulike bergklassene	44
4.4.2	Sikringsmetoder	46
4.5	Aktuelle tiltak i byggefasen og i driftsfasen	46
4.6	Aktuelle undersøkelser i byggefasen	48
4.6.1	Sonderboring	48
4.6.2	Kjerneboring på stuff	48
4.6.3	Seismikk på stuff	48
4.6.4	Prøvetaking	48
4.6.5	Konvergensmålinger og lastceller	48
4.6.6	Ingeniørgeologisk kompetanse	48
4.7	Spesielt krevende partier	49
4.7.1	Pel 13950-14080	49
4.7.2	Rundkjøringsområde med ventilasjonssystem	49
4.7.3	Pel 15700-15900	50
4.7.4	Pel 17500-18450	51
4.7.5	Kjerneborhull som ikke er gjenstøpt	52
5	Hydrogeologiske vurderinger	53
5.1	Vurdering av konsekvenser ved grunnvannssenking	53
5.2	Vurdering av sårbarhet	53
5.2.1	Ytre miljø	53
5.2.2	Utsatte grunnvannsressurser	53
5.2.3	Setningsproblematikk	54
5.3	Innlekkasje og tettekrav	55
5.3.1	Begrensning av maks innlekkasje i tunnelen	55

1 Innledning

1.1 Generell beskrivelse

Boknafjordtunnelen inkludert tunnel opp til Kvitsøy er en del av prosjektet E39 Rogfast. Prosjektet vil etablere fergefri forbindelse mellom Randberg i sør og Bokn i nord, og Kvitsøy. Den undersjøiske Boknafjordtunnelen vil få en lengde på ca. 26,7 km, mens Kvitsøytunnelen vil få en lengde på ca. 3,8 km.

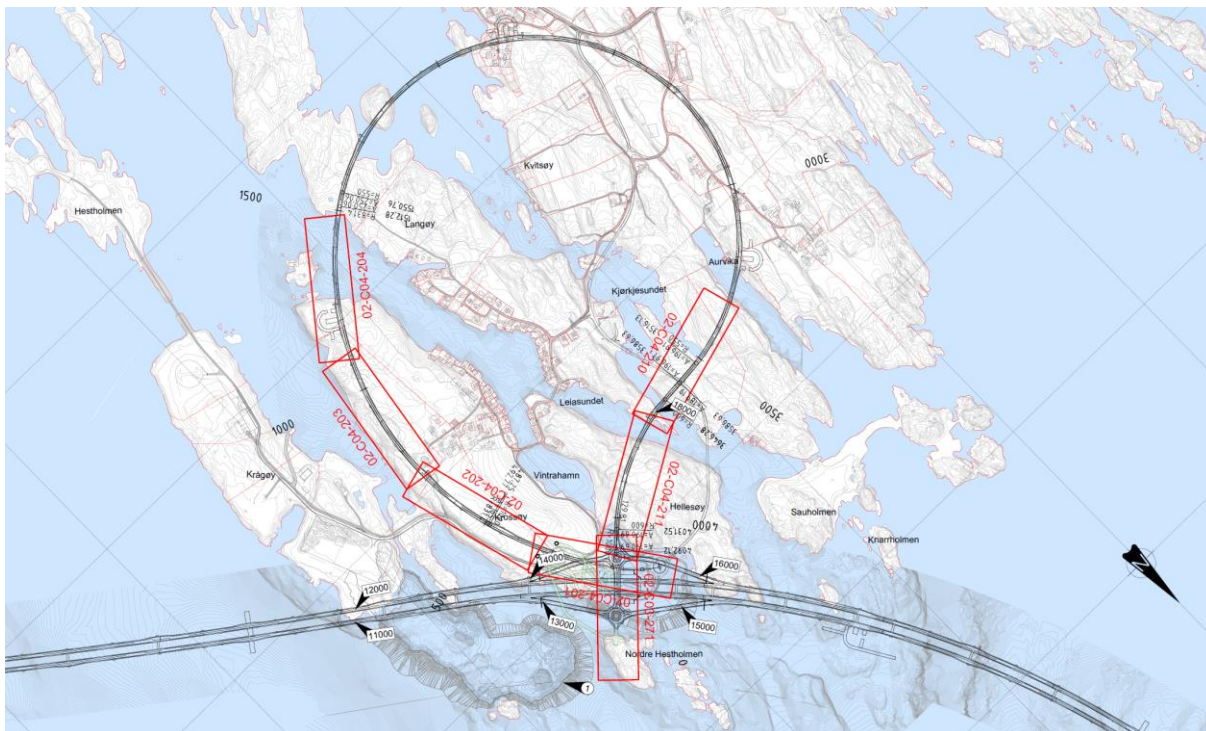


Figur 1 Oversiktstegning Rogfast.

Denne rapporten omhandler delen av Boknafjordtunnelen som inngår i entreprise E02, dvs. fra profil (nordgående løp) 10050 til profil 18450. Dette utgjør en strekning på 8400 m. Den sørlige delen av Boknafjordtunnelen (profil fra ca. 1090 til 10050) inngår i entreprise E03, og den nordlige delen (profil fra 18450 til ca. 27723) inngår i entreprise E04 (se Figur 1)

Entreprise E02 omfatter også Kvitsøytunnelen (ca. 3,8 km), samt av- og påkjøringsramper og to rundkjøringer under Kvitsøy.

Entreprisen inkluderer også deler av ventilasjonssystemet til Boknafjordtunnelen som er plassert i nærhet til rundkjøringsystemet under Kvitsøy. Ventilasjonssystemet vil bestå av blant annet to vertikalsjakter med lengde på ca. 250 m, samt 4 tilkoblingstunneler, en servicetunnel og to ventilasjonshaller for inn og ut-luft. Tverrstoller for tekniske bygg inngår også i kryss-systemet.



Figur 2 Oversiktskart Kvitsøytunnelen og kryssområdet under Kvitsøy. For detaljer i kryssområdet se for eksempel tegning 02-V32-001, 02-F32-001 og 02-F32-005.

Kvitsøytunnelen som inngår i entreprise E02 skal drives i sløyfe fra Kvitsøy ned til hovedtunnelen. Her kobles Kvitsøytunnelen til Boknafjordtunnelen med totalt 4 av- og påkjøringsramper. Rampene kobles til nordgående og sørgående løp via to rundkjøringer i berganlegget. Herfra kan Boknafjordtunnelen drives fra 4 angrepspunkter; to stuffer i retning mot nord og to stuffer i retning mot sør.

Bergoverdekningen i den undersjøiske delen av Kvitsøytunnelen og hovedtunnelen er, basert på resultater fra grunnundersøkelser, over hele lengden større enn 50 m. Dypeste punkt innenfor entreprise E02 (ved entreprisegrense E02/E04 profil 18450) vil ligge nesten 380 m under havet (muh.). Mellom ca. profil 16250 og 18450 (totalt ca. 2200 m) ligger tunnelen lavere enn 300 muh.

Denne rapporten er en sammenstilling av resultater fra tidligere utført geologisk kartlegging og grunnundersøkelser, samt supplerende grunnundersøkelser og ingeniørgeologiske arbeider/tolkninger utført på byggeplanstadiet.

1.2 Tunnelverrsnitt

Hovedtunnelen og Kvitsøytunnelen drives med standard T10,5 profil, med havarinisjer for hver 500 m. Avstanden mellom de to løpene i hovedtunnelen vil være 15 m, med unntak av ved kryssområdet under Kvitsøy der avstanden vil være større. Gangbare tverrforbindelser (T4 profil) etableres for hver 250 m, kjørbare tverrforbindelser (T5,5 profil) for hver 1 500 m. Ventilasjonssjaktene er prosjektert med sirkulært normaltverrsnitt med diameter ca.10 m (optimaliseringsprosess). Det vises til relevante F-tegninger for detaljer.

1.3 Grunnlagsmateriale

Grunnlagsmateriale som er gjennomgått og benyttet i ingeniørgeologisk prosjektering på byggeplanstadiet er gitt i referanselisten og referert til i rapportteksten med tilhørende nummer i firkantparentes. Utførte grunnundersøkelser er beskrevet i kapittel 2.

Følgende grunnlagsmateriale er benyttet:

Geologiske rapporter og notater:

- [1] Sintef, 2015-09-14 og versjon 2015-02-02: Geologisk rapport for E39 Rogfast, vedlegg til temarapport tunnel.
- [2] NGU, 2006-11-15: Geological and geophysical investigations for the ROGFAST project, rapport 2006.076
- [3] NGU, 2011-12-20: Geological investigations by drill core logging for the Rogfast tunnel project, rapport 2011.34
- [4] NGU, 2012-07-17: Geofysiske målinger på Kvitsøy, Kvitsøy kommune, Rogaland, rapport 2012.33
- [5] NGU, 2014: Geological investigations for the ROGFAST project in the area between Kvitsøy and Bokn, rapport 2014.054

Rapporter fra grunnundersøkelser:

- [6] Statens vegvesen, 2012-1002: Geoteknisk rapport for reguleringsplan 36040-470 E39 Rogfast, Geoteknisk datarapport 2011032186-05
- [7] Geomap, 2007-01-12: Vegtunnel mellom Tungenes på Randaberg og Arsvågen på Bokn- Målinger utført i 2006. Rapport 261810.01
- [8] GeoPhysix, 2010-11-29: Refraksjonsseismiske undersøkelser Ev39 ROGFAST – Parsell Rogfast alternativ 1. Rapport 10071
- [9] GeoPhysix, 2012-03-30: Refraksjonsseismiske undersøkelser Ev39 ROGFAST – Parsell Rogfast alternativ 1, Km 10.600. 15.500 og Arm Kvitsøy. Rapport 12001
- [10a] Rambøll, 2016-07-27: E39 Rogfast, Refraksjonsseismiske undersøkelser på land og i sjø.
- [10b] Rambøll, 2017-05-17: E39 Rogfast - Kvitsøy, Refraksjonsseismiske undersøkelser i sjø.

Annet grunnlagsmateriale:

- [11] Diverse geologiske temakart utarbeidet av NGU.
- [12a] NBG, november 2011: Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering.
- [12b] NS-EN1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- [13] Statens vegvesen, Kjernelogger, vanntapsmålinger, fotodokumentasjon av borkjerner Sauholmen, Hesteholmen, Krågøy, Krågøy Nord og Alstein.
- [14] Statens vegvesen 2012, T forbindelsen Haugesund, Geologisk sluttrapport.
- [15] Norconsult 2016. E02 Datarapport. Geotekniske grunnundersøkelser Kvitsøy. Dok.nr. NO-049-GEO, versjon. A, 2016-05-30.
- [16] Karlsrud, K., 2002. Control of water leakage when tunnelling under urban areas in the Oslo region. Water control in Norwegian tunneling, Publication No. 12, Norwegian tunneling society, ss. 27-33.
- [17] Pöyri, 2012: Bergspänningsmätningar i borrhål BH-04-11, Krågøy, Kvitsøy kommune.

1.4 Geoteknisk kategori og kontrollklasse

Geoteknisk kategori settes i henhold til Eurokode 7. Geoteknisk kategori kan bestemmes som en funksjon av prosjektets pålitelighetsklasse (Consequence class/Reliability class) og vanskelighetsgrad, se Tabell 1.

Tabell 1 Valg av geoteknisk kategori iht. [12a].

Pålitelighetsklasse	Vanskelighetsgrad		
	Lav	Middels	Høy
CC/RC 1	1	1	2
CC/RC 2	1	2	2/3
CC/RC 3	2	2/3	2/3
CC/RC 4	*	*	*

*Vurderes særskilt (gjelder hovedsakelig atomreaktorer og lagre for radioaktivt avfall)

Valg av pålitelighetsklasse kan gjøres ved å vurdere konsekvensene av brudd eller funksjonssvikt for anlegget, og kan klassifiseres som følger («NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, Tillegg B» [12b]):

- CC/RC 1: Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser.
- CC/RC 2: Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser.
- CC/RC 3: Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser.

Tunnelen er en undersjøisk vegtunnel. Prosjektets pålitelighetsklasse vurderes derfor til å være høy, tilsvarende CC/RC 3.

Prosjektets vanskelighetsgrad kan vurderes på grunnlag av grunnforhold og type prosjekt, og klassifiseres i henhold til «Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering» [12a] som følger:

- Lav vanskelighetsgrad: Oversiktlig og enkle grunnforhold eller et prosjekt som er lite påvirket av grunnforholdene. Ingen eller bare enkle grunnundersøkelser kreves for å fastlegge eventuelle nødvendige geotekniske parametere. Tilfredsstillende erfaringer fra tilsvarende grunnforhold og konstruksjoner kan dokumenteres.
- Middels vanskelighetsgrad: Noe uoversiktlig eller vanskelige grunnforhold og et prosjekt som er påvirket av grunnforholdene. Grunnforholdene kan fastlegges med rimelig grad av nøyaktighet. Tilfredsstillende erfaringer fra tilsvarende grunnforhold og konstruksjoner kan dokumenteres.
- Høy vanskelighetsgrad: Uoversiktlig eller vanskelige grunnforhold og et prosjekt som er påvirket av grunnforholdene. Grunnforholdene kan bare delvis fastlegges og undersøkelser under bygging kan være nødvendig.

Hele tunnelen vil være undersjøisk, hvilket begrenser mulighetene for å kartlegge de geologiske forholdene. Forholdene vurderes derfor å være forholdsvis uoversiktlig, og resultatene fra utførte grunnundersøkelser og terrengformasjoner tyder på at det stedvis vil kunne påtreffes meget vanskelige grunnforhold. Prosjektets vanskelighetsgrad vurderes derfor å være høy.

Basert på en samlet vurdering av pålitelighetsklasse og vanskelighetsgrad, plasseres Boknafjordtunnelen- midt og Kvitsøytunnelen i geoteknisk kategori 3. I henhold til Eurokode 0 [12b] vil det i klasse CC/RC 3 stilles krav til kontrollklasse PKK3 og UKK3 for henholdsvis prosjektering og utførelse, noe som innebærer krav om utvidet kontroll av både prosjektering og utførelse.

2 Utførte grunnundersøkelser (faktadel)

2.1 Feltkartlegging

Det er utført geologisk feltkartlegging på Kvitsøy i flere omganger i tidligere faser av prosjektet.

NGU utførte geologisk feltkartlegging på Kvitsøy i 2006 som et ledd i utarbeidelsen av geologisk modell for prosjektområdet. Resultatene er oppsummert i rapporten «NGU Rapport 2006.076, Geological and geophysical investigations for the ROGFAST project» [2]. Resultatene fra målinger av sprekkeorienteringer er presentert i delkapittel 3.3.

SINTEF har utført geologisk feltkartlegging på Kvitsøy i 2011. Resultatene er oppsummert i rapporten «Geologisk rapport for E39 Rogfast» av 2012-09-14 [1]. Resultatene fra målinger av sprekkeorienteringer er presentert i delkapittel 3.3.

2.2 Refraksjonsseismiske undersøkelser

Det er utført refraksjonsseismiske undersøkelser på land og i sjø langs tunneltrasene for E02 i flere omganger. Det henvises til geologisk rapport for E39 Rogfast [1] for detaljer rundt tolkning og resultater fra seismikk utført i tidligere faser av prosjektet, samt rapportene Geomap, 2007 [7], GeoPhysix, 2010 [8] og GeoPhysix, 2012 [9].

Rambøll Danmark har utført refraksjonsseismikk på land og i sjø over tunnelene i 2015, 2016 og 2017. Profilenes plassering i forhold til tunnelene er vist på tegninger 02-V01-100, 02-V01-101, 02-V01-102 og 02-V01-200. På disse V-tegningene fremkommer også seismiske profiler fra tidligere undersøkelser. Viktige data og resultat fra profilene skutt i 2015, 2016 og 2017 er oppsummert i Tabell 2.

Det vises for øvrig til Rambølls rapport «E39 Rogfast, Refraksjonsseismiske undersøkelser på land og i sjø» av 2016-07-27 [10a], Rambølls rapport «E39 Rogfast – Kvitsøy, Refraksjonsseismiske undersøkelser i sjø» av 2017-05-17 [10b] og detaljtegninger av profilene i Vedlegg 4.

Tabell 2 Viktige data og resultat fra seismikkprofiler utført 2015, 2016 og 2017.

Seismisk Profil nr.	Lengde (m)	Start lavhastighets- sone (mlp*)	Slutt lavhastighets- sone (mlp*)	Lengde lavhastighets- sone (mlp*)	Gjennomsnittlig seismisk hastighet (m/s)	Minste løsmasse- mektighet (m)	Største løsmasse- mektighet (m)
P01-01/17	230	190	196	6	-	0,7	8,9
		121,7	132,6	10,9	-		
P01-02/17	260	225	235	10	-	1,1	16,4
P01-03/17	230	56	62	6	-	1	4,6
P01-04/17	115	37	68	31	-	1,4	14,5
P01-05/17	230	-	-	-	-	1,2	13
P04-01/15	316	-	-	-	-	0	9
P04-03/15	333	130	192	62	3856	0	12
P04-04/15	330	-	-	-	-	0	9
P04-05/15	223	-	-	-	-	1	6
P04-06/15	152	-	-	-	-	0	7
P04-08/16	166	-	-	-	-	0	5,8
P04-07/15	214	39	72	33	3761	2	10
P05-01/15	257	0	19,6	19,6	2702	3	6
P05-02/15	235	-	-	-	-	3	10
P06-07/15	214	-	-	-	-	0	7
P06-08/15	235	140	160	20	3943	0	9
P06-11/15	228	-	-	-	-	0	17
P06-12/15	222	42	55	13	3986	0	14
P06-13/15	202	-	-	-	-	0	9
P06-14/15	117	0	8	8	3765	0	8
P06-15/15	218	34	57	23	3875	0	17

Seismisk Profil nr.	Lengde (m)	Start lavhastighets-sone (mlp*)	Slutt lavhastighets-sone (mlp*)	Lengde lavhastighets-sone (mlp*)	Gjennomsnittlig seismisk hastighet (m/s)	Minste løsmasse-mektighet (m)	Største løsmasse-mektighet (m)
		114	156	42	3743		
P06-16/15	222	-	-	-	-	0	8
P06-17/15	212	165,4	210,4	-	-	0	13
P06-18/15	215	-	-	-	-	0	0
P06-19/15	180	153	180,3	27,3	3554	0	6
P06-20/15	128	25,4	57,4	32	3205	0	0
P06-22/15	126	-	-	-	-	0	0
P06-24/15	224	152	180	-	-	0	0
P06-01/16	229	-	-	-	-	0	9
P06-02-1/16	140	110	127	17	2993	3,5	15,1
P06-02-3/16	186	-	-	-	-	0	14,4
P06-04/16	193	0	30	30	3315	6,2	10,8
P06-05/16	182	-	-	-	-	0	1,9
P06-06-2/16	186	-	-	-	-	0	2,4
P06-19_3/16	182	0	82	82	3222	0	0
P06-21_3/16	141	35,6	41,6	6	3918	0	4,8
P06-21_4/16	121	65,7	88,7	23	3518	0	3,4
P06-22-2/16	136	64	84	20	3832	0	1,8
P06-23/16	173	119	138	19	3623	0	0
P06-25/16	195	10	43,3	33,3	3579	0	12,9
		138,5	178,5	40	3618		
P06-26/16	179	-	-	-	-	0	0
P07-01_1/15	115	36	108	72	3715	2	18

Seismisk Profil nr.	Lengde (m)	Start lavhastighets-sone (mlp*)	Slutt lavhastighets-sone (mlp*)	Lengde lavhastighets-sone (mlp*)	Gjennomsnittlig seismisk hastighet (m/s)	Minste løsmasse-mektighet (m)	Største løsmasse-mektighet (m)
P07-01_2/15	122	-	-	-	-	5	21
P07-02_1/15	131	31,2	76,2	45	3183	0	17
P07-02_2/15	117	-	-	-	-	3	11
P07-05/15	133	-	-	-	-	0	5
P07-03/16	208	0	21	21	2854	0	4,9
P07-04/16	177	-	-	-	-	0	13,7
P07-05_3/16	194	26	35	9	3909	0	4,3
P07-05_4/16	192	-	-	-	-	0	6,9
P07-05_5/16	194	-	-	-	-	0	7,8
P07-06/16	176	-	-	-	-	8,2	26,1
P08-01_1/16	192	0	42	42	2991	0	0.6
P08-01_2/16	195	70	185	115	3597	0	14.1
P08-02_1/16	192	153	192,1	39,1	2926	0	9.1
P08-02_3/16	193	-	-	-	-	0	7.8
P08-03_1/16	196	-	-	-	-	0	10.1
P08-04_2/16	196	12	22	10	3902	0	6.4
		143,1	159,1	16	3849		
P08-04_3/16	195	58,6	76,5	17,9	3008	0	0.4
		146,1	172,9	26,8	3114		
P08-05_3/16	196	134	167	33	2949	0	0
P11-01/16	212	0	57	57	3599	0	12
P11-02/16	223	-	-	-	-	0	7.4
P11-03/15	232	52,3	92,3	40	3816	0	12

Seismisk Profil nr.	Lengde (m)	Start lavhastighets-sone (mlp*)	Slutt lavhastighets-sone (mlp*)	Lengde lavhastighets-sone (mlp*)	Gjennomsnittlig seismisk hastighet (m/s)	Minste løsmasse-mektighet (m)	Største løsmasse-mektighet (m)
P11-04/15	233	98	131	33	3802	0	9
P11-05/15	231	-	-			0	16
P11-06/15	115	0	14	14	1916	3	7
		90	102	12	3925		

* meter langs profilet

2.3 Kjerneboring

Det er utført kjerneboringer innenfor prosjektområde E02 i flere faser av prosjekteringen. Dette kapittelet gir en kort oppsummering av kjerneboringer utført i tidligere faser av prosjektet, samt en sammenstilling av kjerneboringer utført i forbindelse med byggeplan.

Kjerneboringenes plassering er vist på V-tegninger (vedlegg 1).

2.3.1 Tidligere utførte kjerneboringer

Det henvises til geologisk rapport for E39 Rogfast [1] for detaljer rundt tolkning og resultater fra kjerneboringene, samt rapportene NGU, 2011 [3] og NGU, 2014 [5]. Utvalgte kjernelogger, vanntapsmålinger og bilder for hullene er vedlagt i vedlegg 2 og 3. Det gjøres oppmerksom på at enkelte deler av kjernelogger/bilder ikke er i riktig rekkefølge.

2.3.1.1 Boringer fra land

Resultatene fra boringene gjengis kort i det følgende:

- Alstein: Ett hull på 300 m. I hovedsak godt berg. Gabbro i hele hullet, bortsett fra de siste 20 m hvor det var innslag av granittisk og mafisk bergart. Vanntapsmålingene ga resultater mellom 0 og 0,93 Lugeon, men dette ble målt over lengre testseksjoner. Korrigert for testseksjoner ned til 5 m tilsvarer dette lugeonverdier 0-3,4 Lugeon. Fra hull-lengde 200 til 364 m er de korrigerte vanntapsmålingene (for 5 m seksjon) 0 - 0,96 Lugeon.
- Hestholmen (BH-02-11A, B og C): Ett opprinnelig hull (A) på ca. 500 m og to avgreininger fra 252 m til 517,5 m (hull B) og fra 151,8 til ca. 350 m (hull C). Samtlige hull måtte avbrytes på grunn av en sone med svært dårlig bergmassekvalitet som det ikke lot seg gjøre å bore igjennom. Sonen knyttes til regionale N-S forkastninger. I det opprinnelige hullet ble det registrert vanntap mellom 0 og 1,09 Lugeon, i hull B mellom 0 og 1,15 Lugeon, og i hull C mellom 0 og 1,73 Lugeon (vanntapet økte mot dypet i alle hullene). Bergartene i hullet var grønnstein i øvre del av hullet ned til hull-lengde 257 m. Deretter er det registrert grønnstein, kvartsrike skifer ned til lengde 337 m. Fra lengde 337 m til 517,5 m er det stort sett registrert grafittrik svartskifer, grønnstein og kvartsrik skifer.
- Krågøy (BH-01-11A (betegner et kortere start hull «hull 1» og en avgreining), BH-01-11B og BH-01-11C): Opprinnelig hull (inklusive start hull og en avgreining) på 313 m og to ytterligere avgreininger (kalt B og C) fra henholdsvis 164 m og 65 m til 287 m og 315 m. BH-01-11A måtte avbrytes på grunn av kollaps og fastboring. De samme problemene førte til at også hull B og C måtte avsluttes. BH-01-11A og hull C ble boret ca. 65 m inn i en dårlig sone, og det må dermed forventes at sonens mektighet er minst 65 m. Sonen knyttes til regionale N-S forkastninger. I det opprinnelige hullet ble det registrert vanntapsverdier mellom 0 til 1,02 Lugeon, i hull B mellom 0 og 1,02 Lugeon, og i hull C mellom 0 og 2,16 Lugeon (vanntapet økte mot dypet i alle hullene). Bergartene i hullet var grønnstein i øvre del av hullet (til hull-lengde 95 m), deretter stort sett grønnstein og kvartsrike skifer til 249 m (hull BH-01-11A) og 227 m (hull BH-01-11C), bortsett fra lengde 131-148 m i BH-01-11A hvor det er registrert grafittrik svartskifer. Deretter er det stort sett registrert grafittrike- og kvartsrike svartskifer (oppknust i varierende grad) videre fra lengde 227-315 m (hull BH-01-11C) og lengde 249-313,3 m (hull BH-01-11A).
- Krågøy Nord (BH-03-11A og B): Ett opprinnelig hull på 345 m og en avgreining fra 125 m til 373 m. Det ble påtruffet generelt mye dårlig berg. Det lyktes å bore gjennom en knusingssone øst for Kvitsøy. Resultatene viser at knusingssonen har varierende mektighet og bergmassekvalitet

over en lengde på ca. 60 m, med en kjerne på ca. 30 m. I det opprinnelige hullet ble det registrert innlekkasjer mellom 0 og 0,62 Lugeon, i hull B mellom 0 og 0,89 Lugeon. Det er registrert tilsvarende bergarter som i borehull fra Hesteholmen og Krågøy (Sør).

- Krågøy Nord 80° (hull BH-04-11): Ett hull med lengde 227,6 m. Berget er i hovedsak av god kvalitet og fotografier av kjerner (vedlegg 2) viser bergarter grønnstein og grønnskifer. Det foreligger ikke innmålinger av borhullet, men omtrentlig plassering er vist på tegning 02-V01-101 (basert på koordinater for ansett, samt hullets helning og retning).
- Sauholmen (BH-01-10 A og B), ett hull på 680 m og en avgreining fra 460 m og ned til 961 m. Det første hullet måtte avsluttes ved en sandsleppe, hvor det høye vanntrykket gjorde det umulig å støpe ut hullet og nedre del av hullet raste sammen. Avgreiningen ble skrådd ut til siden og nedover, og traff samme sone ca. 20 m vest og 20 m dypere enn det opprinnelige hullet. Denne gangen ble det boret gjennom sonen uten spesielle problemer. For det opprinnelige hullet ble det registrert vanntapsverdier mellom 0 og 5,17 Lugeon, mens det i avgreiningshullet ble registrert verdier mellom 0 og 1 Lugeon. Bergarter i hullet var grønnstein i øvre del av hullet (til hull-lengde 183 m), deretter grafittrik svartskifer ned til lengde 383 m. Fra lengde 383-492 m er det registrert grønnstein. Fra lengde 492-961 m var det stor sett grafittrik svartskifer. Det er også registrert noen partier med kvartsrike svartskifer og fra lengde 794-850 m var det mindre grafitt i svartskiferen.

2.3.1.2 Borehull fra skip

Kjerneboring fra skip med utstyr som vanligvis brukes i forbindelse med boring av oljebrønner ble utført av Baker Hughes i perioden 2014-08-15 til 2014-10-03. NGU har i etterkant benyttet resultatene for oppdatering av geologisk modell. Kjerneboringen fra skip omfatter totalt tre borehull fra sjøbunnen og ned til tunnelnivå. Det var opprinnelig planlagt å bore fire hull, men hull 3 kom ikke til utførelse.

Det ble totalt boret 432 m, og 109,2 m av dette utgjør borkjerner som ble tatt opp. Det er i flere av borekjerneloggene kommentert at enkelte oppknuste lengder ikke ser ut til å skyldes bergmassekvaliteten, men at denne oppkningen har skjedd i forbindelse med boringen (styrt boring) og arbeidet med å få opp borkjernene. Det er vanskelig å tolke kjernene og si hva oppsprekningen skyldes. Vanntapsmålingene ble mislykkete, og ingen Lugeon-verdier ble derfor registrert.

Drillcore 1:

I dette kjernehullet er det påvist følgende bergarter:

- svartskifer
- grønnskifer
- fyllitt
- sandstein.
- kvartsårer med varierende størrelse (opp mot 20-30 cm bredde)

Drillcore 2:

I dette kjernehullet er det påvist følgende bergarter:

- svart, grafittisk skifer
- skifer
- grå til grønn fyllitt
- grønn klorittisk skifer
- smale kvartsårer med varierende størrelse (opp mot 10 cm bredde)

Drillcore 4:

I dette kjernehullet er det påvist bergarter:

- Foldet granittisk – granodiorittisk gneis, grovkornig

2.4 Kjerneboringer Kvitsøy 2016

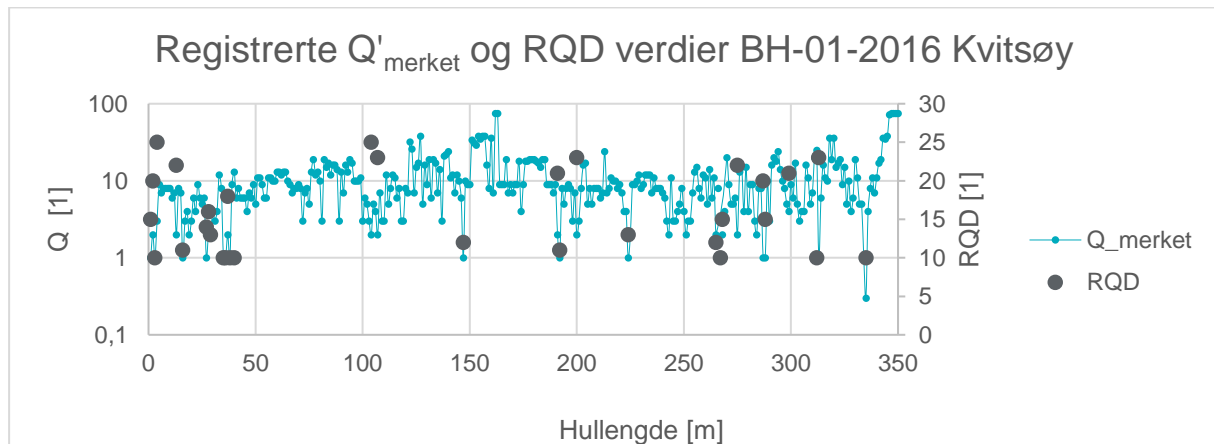
Det er våren/sommeren 2016 utført 4 kjerneboringer fra Kvitsøy ned mot rundkjøringsområdet i E02.

Plassering av de 4 hullene er vist i tegning 02-V01-101. Dette kapittelet presenterer resultater fra kjerneboringene. Kjernelogg for hullene er vedlagt i vedlegg 2. Det poengteres at Q'_{merket} -verdier i kjerneloggene ikke er Q -verdier. « Q -merket» vil si at parametere SRF og J_w er satt til 1.

2.4.1 Kjerneboring BH-01-2016 Kvitsøy

Dette hullet ble boret skrått ned mot rundkjøring R11.

Den registrerte bergarten i hullet er grønnstein. Registrerte Q'_{merket} -verdier i kjernelogg utført av Statens vegvesen er presentert i Figur 3, figuren viser også partier hvor registrerte RQD verdier er lavere enn 25. Fordelingen av registrerte Q'_{merket} -verdier er presentert i Tabell 3.



Figur 3 Registrerte Q'_{merket} -verdier BH-01-2016.

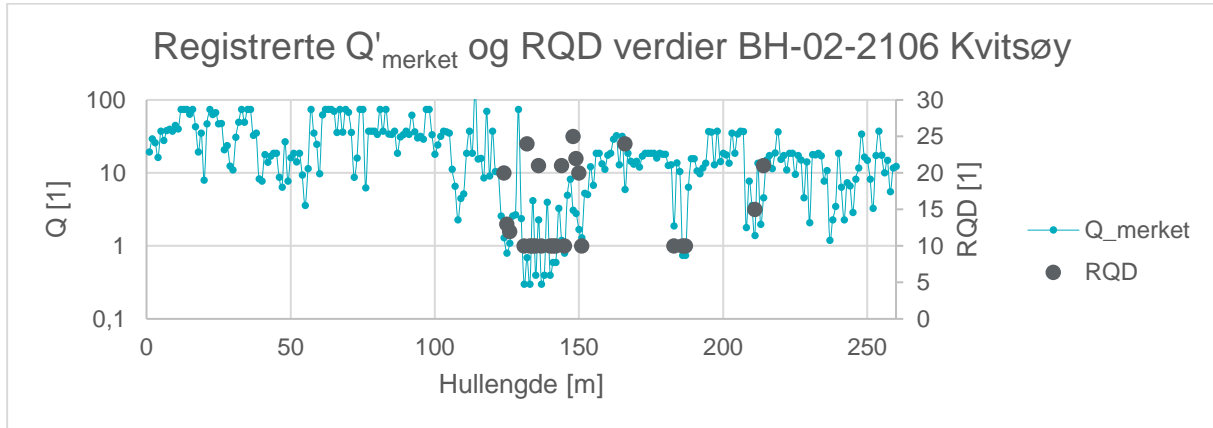
Tabell 3 Fordeling Q'_{merket} langs kjernehull BH-01-2016.

Q'_{merket}	Antall m	Fordeling %
>10	123	35 %
4-10	151	43 %
1-4	59	17 %
≤ 1	17	5 %
SUM	350	100 %

2.4.2 Kjerneboring BH-02-2016 Kvitsøy

Dette hullet ble boret skrått ned mot rundkjøring R12.

Den registrerte bergarten i hullet er grønnstein. Registrerte Q' merket-verdier i kjernelogg utført av Statens vegvesen er presentert i Figur 4. Figuren viser også partier hvor registrerte RQD verdier er lavere enn 25.



Figur 4 Registrerte Q' merket-verdier BH-02-2016.

Fordelingen av registrerte Q' merket-verdier er presentert i Tabell 4.

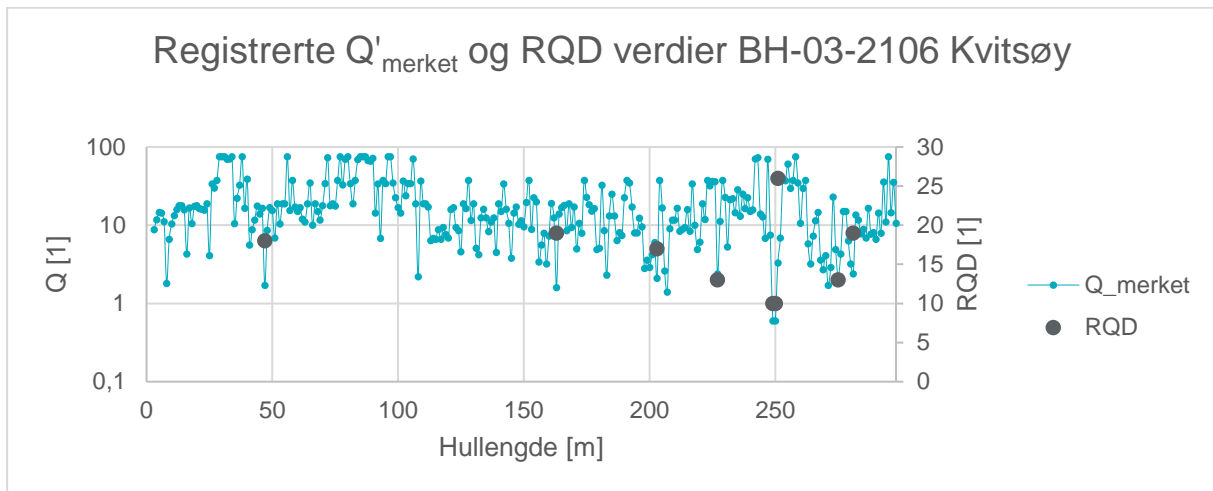
Tabell 4 Fordeling Q' merket langs kjerne hull BH-02-2016.

Q'merket	Antall m	Fordeling %
>10	184	71 %
4-10	36	14 %
1-4	27	10 %
≤ 1	13	5 %
SUM	260	100 %

2.4.3 Kjerneboring BH-03-2016 Kvitsøy

Borehull BH-03-2016 er boret vertikalt omtrentlig 5 m vest for innluft-ventilasjonssjakt (se tegning 02-V32-001).

Den registrerte bergarten i hullet er grønnstein. Registrerte Q'_{merket} -verdier i kjernelogg utført av Statens vegvesen er presentert i Figur 5, figuren viser også partier hvor registrerte RQD verdier er lavere enn 25.



Figur 5 Registrerte Q'_{merket} -verdier BH-03-2016.

Fordelingen av registrerte Q'_{merket} -verdier er presentert i Tabell 5.

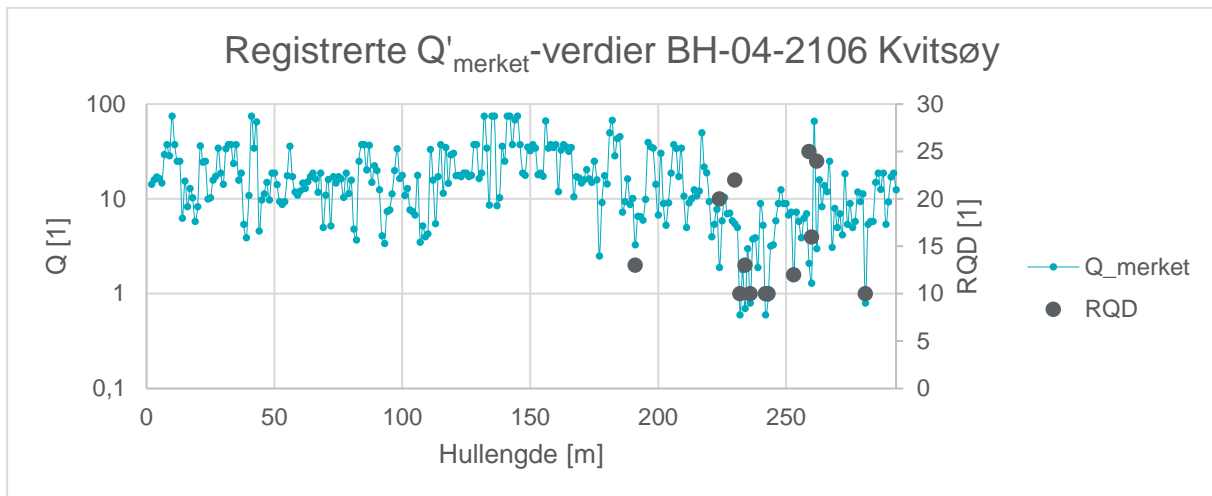
Tabell 5 Fordeling Q'_{merket} langs kjernehull BH-03-2016.

Q'_{merket}	Antall m	Fordeling %
>10	202	68 %
4-10	68	23 %
1-4	24	8 %
≤ 1	2	1 %
SUM	296	100 %

2.4.4 Kjerneboring BH-04-2016 Kvitsøy

Borehull BH-04-2016 er boret vertikalt omtrentlig 40 m nord for utluft-ventilasjonssjakt (se tegning 02-V32-001).

Den registrerte bergarten i hullet er grønnstein. Registrerte Q'_{merket} -verdier i kjernelogg utført av Statens vegvesen er presentert i Figur 6, figuren viser også partier hvor registrerte RQD verdier er lavere enn 25.



Figur 6 Registrerte Q'_{merket} -verdier BH-04-2016.

Fordelingen av registrerte Q'_{merket} -verdier er presentert i Tabell 6.

Tabell 6 Fordeling Q'_{merket} langs kjerne hull BH-04-2016.

Q'_{merket}	Antall m	Fordeling %
>10	189	65 %
4-10	75	26 %
1-4	22	8 %
≤ 1	6	2 %
SUM	292	100 %

2.5 Bergspenningsmålinger

SINTEF utførte i september 2016 bergspenningsmålinger i form av hydraulisk splitting i kjerne hull BH-01-2016, BH-02-2016, BH-03-2016 på Kvitsøy, samt kjerne hull BH-05-2016 på Tungenes. Det ble målt varierende størrelser og retninger av horisontalspenninger i hullene på Kvitsøy. På Tungenes ble det målt til dels høye horisontalspenninger i hullet, samt en vertikal spenning som var høyere enn det som teoretisk vil genereres basert på overlagrede masser. Det henvises til kapittel 3.7 for mer detaljerte resultater og kapittel 4 for tolkninger. Rapport fra bergspenningsmålingene er vedlagt som vedlegg 7.

3 Grunnforhold

3.1 Topografi og løsmasser



Figur 7 Utsnitt fra NGUs løsmassekart [11] med inntegnet tunneltrasé

3.1.1 Linje 18000, tunnel fra Kvitsøy

Terrenget over tunneltraseen er relativt jevnt og lite kupert, og består hovedsakelig av områder med dyrket mark, samt mindre områder med bebyggelse og utmark. Løsmasser over tunneltraseen er klassifisert av NGU som «bart fjell, stedvis tynt dekke» og «Hav- og fjordavsetning og strandavsetning, usammenhengende eller tynt dekke over berggrunnen».

Aktuelt område for påhugg for Kvitsøytunnelen ligger nord på Krossøy. Terrenget ved planlagt påhugg ligger på kote ca. 12-13 moh., og er relativt flattliggende frem til profil ca. 800. I påhuggsområdet er det utført totalsonderinger i byggeplan og disse viser generelt tynt løsmassedekke (0-5m) i påhuggsområdet. Bergoverdekningen ved planlagt påhugg er ca. 5 m, men grunnet bygging av GS-veg 72300 vil effektiv bergoverdekning være ned mot ca. 4 m, se tegning 02-V50-200.

Fra profil 800 til 1250 er terrenget noe kupert og varierer fra kotehøyde 0-15 moh. Fra profil ca. 1250 til 1500 krysser tunnelen under vann mellom Krossøy og Langøy. Seismikkprofiler P01-01/17, P01-02/17 og P3-1-2012 indikerer her at maksimal tykkelse på løsmasser på havbunn over tunnel er ca. 11 m, og at dypeste bergoverflate ligger på kote ca. 20 moh. Ut ifra seismikkprofil P01-01/17 er minste bergoverdekning målt til 51,3 m. Fra profil 1500 og videre til 1700 passerer tunnelen under Langøy, her ligger terrenget i størrelsesorden på kote 4-6 moh.

Videre krysser tunnel under sjø mellom Langøy og Kvitsøy fra profil 1700 til 2050. Over tunnelen viser seismikkprofiler P11-04-15 og P11-05-15 hhv. løsmassetykkelse 0-3 m og 2-6 m og kotehøyder sjøbunn på hhv. kote 10 moh. og 12 moh.

Når tunnelen kommer inn under Kvitsøy fra profil 2050 til 3200 går tunnelen under land, her varierer kotehøyden i størrelsesorden mellom ca. 0-15 moh. Ved kryssing av en depresjon i terrenget ved profil ca. 2350-2400 indikerer seismikkprofil P11-06/15 (som ligger noe mot nord) en løsmassetykkelse på ca. 4 m. Videre går tunnelen under vann ved en terrengdepresjon fra profil ca. 3230 til 3320. Seismikkprofil P29/2006 som ligger ca. 150 m sør for tunnelen indikerer en løsmassetykkelse på 8-10 m. Kotehøyde sjøbunn over tunnelen er ca. 1-2 moh. Fra profil 3320 til 4000 går tunnelen stort sett

under land bortsett fra 3650-3770 hvor tunnelen går under sjø mellom Kvitsøy og Hellesøy. Ved profil ca. 3750 indikerer seismikkprofil P5-2012 en løsmassetykkelse i størrelsesorden 2-3 m og kotehøyde sjøbunn ca. 3 muh. Under siste del av Kvitsøy (frem til profil 3650) er terreng høyden ca. 0- 10 m og under Hellesøy varierer terreng høyden fra 0 til 22 m. Terrenget er noe kupert mellom Kvitsøy og Hellesøy med terrengdepresjoner (kotehøyde sjøbunn 2-3 muh.).

Fra profil 4000 og videre inn til rundkjøringsområdet går tunnelen under havet. Laveste innmålt sjøbunn over tunnelen er her ca. 6 muh.

For detaljer vises det til tegning 02-V01-200 Ingeniørgeologisk plan og profil, som viser terrengnivå og bergoverflate interpolert fra utførte grunnundersøkelser over tunnelen.

3.1.2 Linje 11000 og 12000, hovedtunnel

Basert på seismikkprofiler er løsmassetykkelsen fra profil ca. 9000-10400 i størrelsesorden 5-10 m, noe tynnere i partier. Videre fra 10400 til 10950 avtar tykkelsen, her varierer det fra 0 til 4 m tykkelse. Fra 10950 til 11500 øker tykkelsen igjen til ca. 5-15 m. Fra profil 11500 til 13130 er løsmassedekket stort sett tynt (<5 m), bortsett fra depresjoner i terrenget ved profil 12480 og 12780 hvor tykkelsen på det meste er 6-7 m. Videre fra profil 13130 mot Krågåy ved profil ca. 14000 øker løsmassetykkelsen og varierer mellom 10 og 15 m, noe tynnere i kortere partier. Når tunnelen passerer under Krågåy og Kvitsøy fra profil 14000 til 15750 er løsmassetykkelsen stort sett mindre enn 5 m. I terrengdepresjonen ved profil 14800-14950 er tykkelsen 5-10 m.

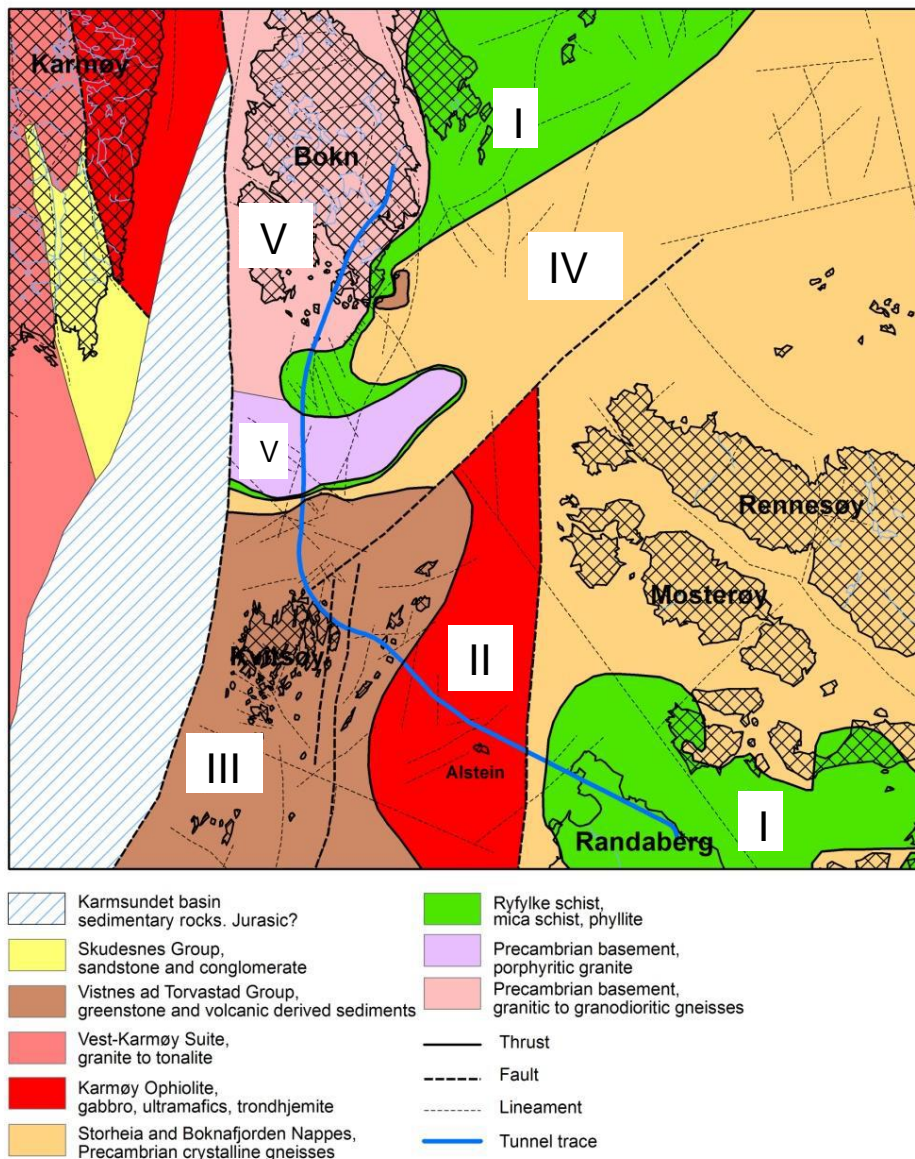
Videre fra profil ca. 15750 til ca. 16000 er det et søkk i terrenget hvor løsmassetykkelsen er 8-14 m.

Fra ca. 16000 til ca. 17500 er det generelt et løsmassedekke med tykkelse <2 m. Mellom profil ca. 17550 og 17800 er det et markant søkk i bergoverflaten. Her er havbunnen relativt flat, men løsmassetykkelsen er i størrelsesorden 7-27 m og minste bergoverdekning er ca. 52 m. Fra ca. 17800 til ca. 18080 stiger havbunnen oppover langs en høyde i terrenget, og terrenget synker deretter i en dyprenne fra ca. 18080 til 18300 (laveste punkt i profil ca. 18170). Tykkelsen på løsmassedekket er der ca. 10-45 m. Videre fra profil 18300 til 20250 er terrenget kupert og løsmassedekket varierer fra 0 til 15 m.

Tabell 7 Bergoverdekning langs hovedløp linje 11000.

Profil linje 11000	Overdekning (m)	Profil linje 11000	Overdekning (m)	Profil linje 11000	Overdekning (m)
9500	163	14500	233	18000	158
10500	230	15250	237	18151	112
11330	178	15750	141	18500	123
11500	208	15935	76		
12000	260	16250	158		
12500	219	17000	161		
13640	134	17500	78		
14000	223	17670	52		

3.2 Berggrunn



Figur 8 NGUs tolkning av de geologiske forholdene. Romertall viser til bergartsbeskrivelsen under.

NGUs tolkning av strukturgeologien i prosjektområdet [5] er presentert i Figur 8. Basert på denne tolkningen og resultat fra kjerneboringer består berggrunnen i prosjektområdet av fem hovedbergarter:

- I. Ryfylke skifer – fyllitt og glimmerskifer, Kambrium – Ordovisium kvartsrik skifer.
- II. Karmøy ofiolitt – gabbro, intrusive mafisk og ultramafisk berg- Ordovisium (nedre)
- III. Karmøy ofiolitt- grønnstein, grønnskifer, glimmer/klorittskifer, tuff, lavabreksje, svartskifer, fyllitt og diabasganger, Torvastad og Visnes gruppe – Ordovisium (midtre til øvre)
- IV. Storheia dekke og Boknafjorden dekke – granittisk gneis, amfibolittisk- og glimmer skifer med noen linser av marmor – Proterozoisk
- V. Autokton grunnfjellsgneis og granitt – granittisk til granodiorittisk gneis med kropper av gabbro og dekt med et tynt fyllittlag – Prekambrisk

Det presiseres at bergarter «Precambrian basement, porphyritic granite» og «Precambrian basement, granitic to granodioritic gneisses» er slått sammen til hovedbergart V. Hovedbergartene er presentert med romertall i Figur 8.

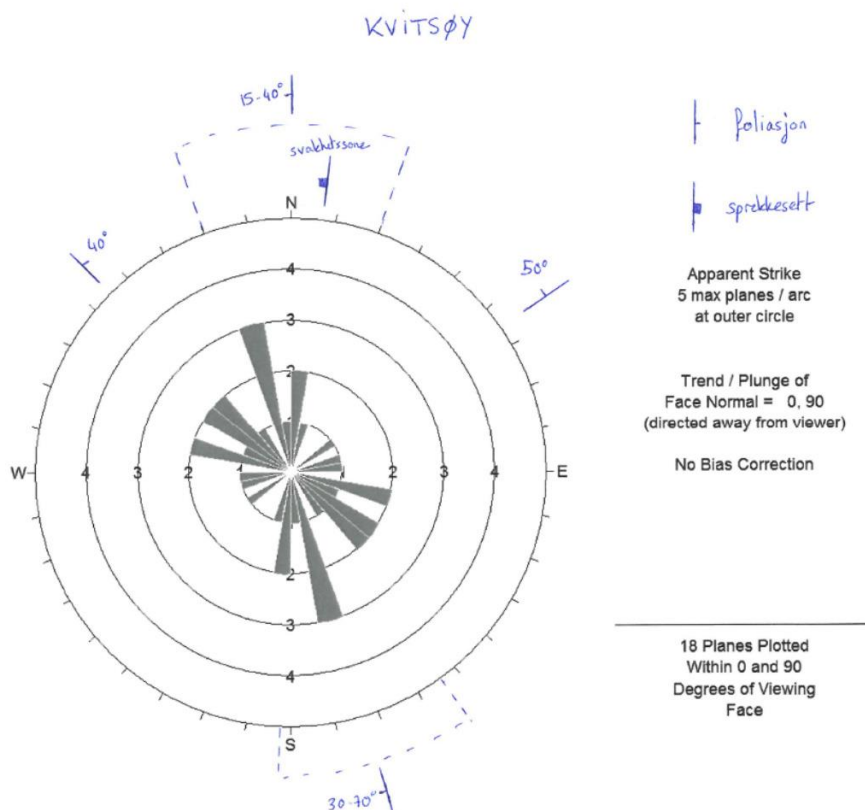
Orienteringen av bergartsgrensen mellom disse bergartsgruppene, og følgelig bergartsfordelingen langs tunnelen, er meget usikker og dermed utelatt fra rapportens faktadel og behandlet i rapportens tolkningsdel i delkapittel 4.1.2.

Kjernehuslet fra Alstein påviste bergart II- gabbro, intrusive mafisk og ultramafisk berg i borehuslet.

På Kvitsøy består berggrunnen av hovedbergart III - grønnstein, grønnskifer, glimmer/klorittskifer, tuff, lavabreksje, svartskifer og diabasganger. SINTEF utførte feltkartlegging på Kvitsøy 2014 [1] og beskriver at bergartene grønnskifer og grønnstein dominerer i områdene som ble kartlagt, og i deler av området har grønnskiferen synlig putelavastruktur. Det ble observert kloritt på sprekkeflater. Det ble også observert at det var overflatenær forvitring i området. Kjernehuslene 1-4 Kvitsøy 2016 tyder på at rundkjøringsområdet med sjakter ligger i grønnstein. Kjernehuslene fra Sauholmen, Krågøy og Hesteholmen viser generelt grønnstein i øvre del av huslene, samt mer svartskifer og grønnskifer i nedre del av huslene. Drillcore 1-2 har påvist fyllitt, svartskifer, grønnskifer og sandstein. Alle kjernehuslene viser at det opptrer kvartlinser i bergart III. Bergartsprøve A1 (kort kjerne) boret på sjøbunn med ROW ved ca. profil 17000 viser grønnstein. Bergartsprøve B2 boret på sjøbunn med ROW ved ca. profil 19300 (entrepriise 04) viser granittisk gneiss. Det er påvist granittisk til granodiorittisk gneiss i Drillcore 4 (entrepriise 04). Se tegning 02-V01-102 for detaljer.

3.3 Bergmassens oppsprekking

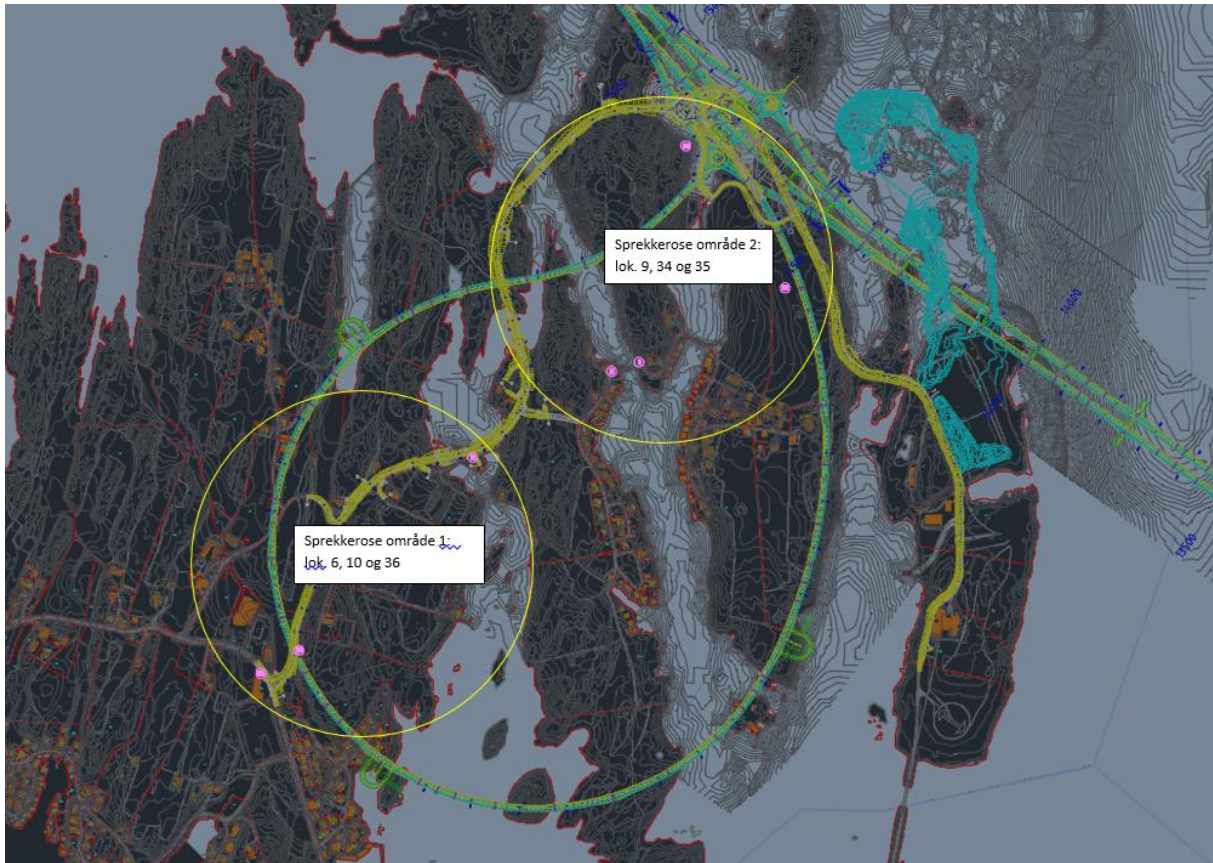
Sprekkerose produsert av SINTEF [1] er vist i Figur 9:



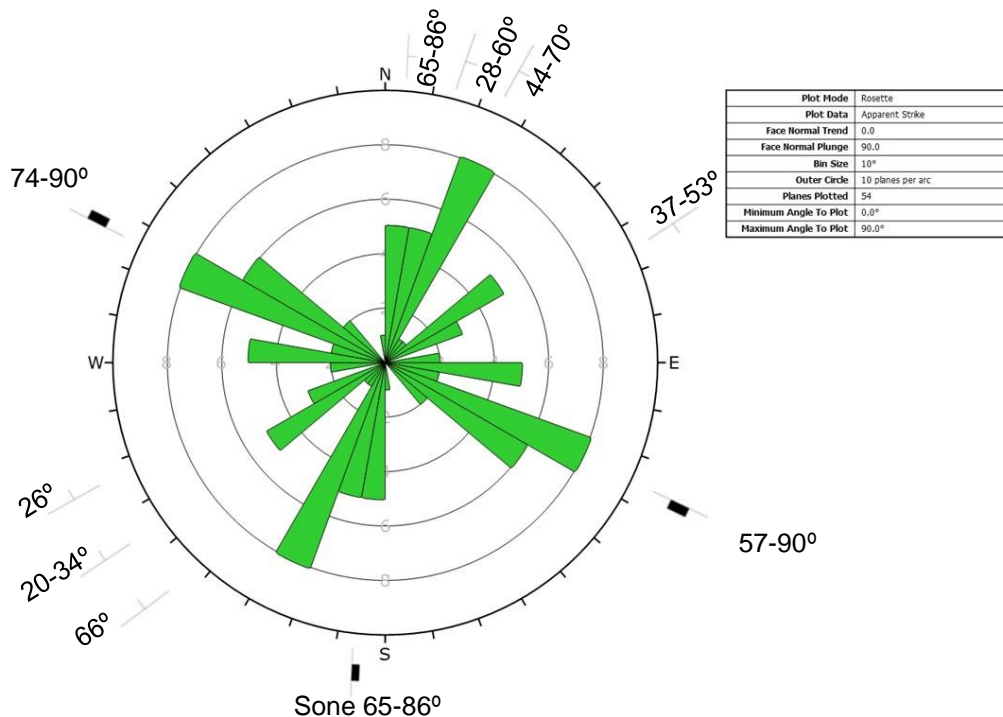
Figur 9 Sprekkerose Kvitsøy produsert av SINTEF.

SINTEF [1] beskriver at det ble registrert varierende bergmassekvalitet i de områdene som ble kartlagt. Sprekkeoverflaten er ofte ru med mineralbelegg (kloritt). Det er tydelig at foliasjonens fallretning og fallvinkel varierer.

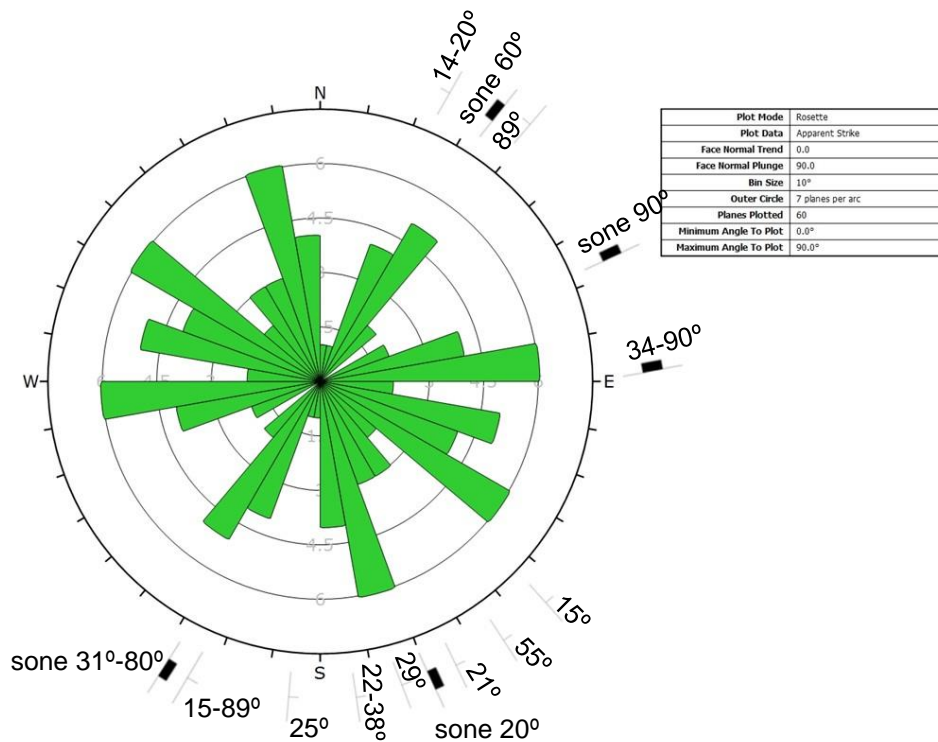
Oversiktskart med lokaliteter for sprekkemålinger utført av NGU på Kvitsøy i 2006 [2] er vist i Figur 10. De innmålte sprekkeene er sammensatt i 2 sprekkeroser i Figur 11 og Figur 12. Oversiktskart med lokaliteter er vist i Figur 10. Også i disse sprekkerosene er det stor variasjon i foliasjonens orientering.



Figur 10 Oversikt lokaliteter og avgrensning av område 1 og 2. Kvitsøytunnel i bakgrunn er justert noe i etterkant.



Figur 11 Sprekkerose lokaliteter 6, 10 og 36 (Område 1). Det er inkludert fallvinkler for foliasjon og utvalgte sprekkesett, samt svakhetssoner.



Figur 12 Sprekkrose lokaliteter 7, 9, 34 og 35 (Område 2). Det er inkludert fallvinkler for foliasjon og utvalgte sprekkesett, samt svakhetssoner.

3.4 Bergmassens svakhetssoner

Svakhetssoner er identifisert ved hjelp av flyfoto, topografisk kart, resultater fra grunnundersøkelser, og informasjon fra feltkartlegging utført av SINTEF [1] og NGU [2].

Det er identifisert 62 svakhetssoner som antas at vil krysse tunnelene.

Svakhetssonene og vurderinger av deres innvirkning på tunnelene er nærmere beskrevet i kapittel 4, rapportens tolkningsdel. Antatt beliggenhet og orientering av svakhetssoner er vist på ingeniørgeologisk plan og profil i V-tegninger.

3.5 XRD test av kjernemateriale

Det er utført XRD test av borkaks og kjernemateriale i 2016 (vedlegg 5). Det ble utført 4 tester på materiale fra drillcore 2 som ble boret fra skip. Resultater er presentert i dette delkapittelet:

Drillcore 2:

I drillcore 2 som ble boret fra skip er det utført XRD analyse av testpartier 226-259 m (borkaks), 406,5 m (kjerne), 410-421m (borkaks) og 425 m (kjerne).

I dette kjernehuset, ved 406,5 m er det utført bulk test og det er påvist følgende mineraler:

- Kvarts 54 %
- Glimmer 27 %
- Kloritt 12%
- Plagioklas 5 %
- Alkaliefeltspat 2 %
- Magnesitt < 1%

Det er i tillegg påvist mineraler som smekttitt og kloritt i borehuset ved dyp 226-259 m og ved dyp 410-421 m, noe som tyder på innslag av omvandlet berg i disse partiene.

Drillcore 4:

I drillcore 4 som ble boret fra skip er det utført XRD analyse av testpartier 335-350 m (borkaks), 372 m (kjerne), 392,4-393,9 m (kjerne) og 413,9-433,9 m (borkaks).

I dette kjernehuset, ved 372 m, er det utført bulk test og påvist følgende mineraler:

- Kvarts 37 %
- Glimmer 17 %
- Plagioklas 36 %
- Alkaliefeltspat 9 %
- Kalsitt 1 %
- Pyroksen 1%

Det er i tillegg påvist mineraler som smekttitt og kloritt i borehuset ved dyp 335-350 m, ved dyp 392,4-393,9 m og ved dyp 413,9-433,9 m, noe som tyder på innslag av omvandlet berg i disse partiene.

3.6 Laboratorieanalyse

Det er utført laboratorieanalyser på tre prøver fra Sauholmen (184 m og 533 m i opprinnelig hull A og 557,8 m i hull B) og på to prøver fra Krågøy (285 m og 294,5 m i hull C). Følgende analyser er utført av SINTEF Byggeforsk, faggruppe Geologi og bergteknikk:

- Avslemming av materiale < 20 µm
- Fri svelling
- Ødometerforsøk for måling av svelletrykk

NTNU, Institutt for geologi og bergteknikk har utført XRD-analyse.

Svelleegenskapene til de undersøkte prøvene fra Sauholmen er klassifisert som middels aktiv for fri svelling, mens prøvene fra Krågøy klassifiseres som meget aktiv. Når det gjelder svelletrykk er alle prøvene på grensen mellom inaktive og aktive.

Det henvises for øvrig til geologisk rapport for E39 Rogfast [1].

Drillcore 2:

Det er utført frisvelling av materiale fra borehull 2 (vedlegg 6) som ble boret fra skip. Prøvene er tatt ved lengde 361 m (to prøver) og lengde 380,5 m (en prøve)

Ved 361 m er andel materiale < 20 µm 2-3 % og frisvelling er målt til ca. 100 % (middels).

Ved 380,5 m er andel materiale < 20 µm 1 % og frisvelling er målt til ca. 90 % (lav).

3.7 Bergspenninger

Det ble i 2011 utført spenningsmålinger i et tilnærmet vertikalt (80°) kjerneborhull nord på Krågøy ([1] og [17]). Pöyry, som utførte målingene, opplevde problemer med å få gode og tilstrekkelig antall målinger. Det er derfor stor usikkerhet i resultatet. Spenningene ble målt i nivå 75 og 198 (boremeter i hullet). Hovedtunnelen ligger på ca. 258 moh. i kryssområdet. Borehullet startet på ca. 2 moh.

- Ved 75 m var $\sigma_1 = 2,9$ MPa (subvertikal 77°), $\sigma_2 = 1,6$ MPa (N184°Ø) og $\sigma_3 = -0,7$ MPa (N301°Ø)
- Ved 198 m var $\sigma_1 = 12,1$ MPa (subvertikal 74°), $\sigma_2 = 11,1$ MPa (N73°Ø) og $\sigma_3 = 4,3$ MPa (N164°Ø)

Ved nivå 1 (75 m) var den største hovedspenningen vertikal og tilsvarer omtrent utregnet teoretisk spenning generert fra vekten av bergmassen over (2,9 MPa mot 2 MPa). De horisontale spenningene var svært lave, og indikerer strekkspenning.

Ved nivå 2 (198 m) var største spenning fortsatt tilnærmet vertikal, men høyere enn teoretisk spenning generert fra vekten av bergmassen over (12,1 MPa mot 5,3 MPa). Også de horisontale spenningene var mye høyere i nivå 2 enn i nivå 1.

I rapporten ble det understreket at resultatene fra spenningsmålingene var svært usikre (minimum ± 3 MPa) [17].

Det ble i 2016 utført hydrauliske splittforsøk i kjerneborehull på Kvitsøy. Resultatene viser stor lokal variasjon i retninger på hovedspenningene og målte verdier for lukketrykk, noe som indikerer et komplekst spenningsbilde. Spesielt nevnes lave horisontale spenninger målt i deler av hull BH-03-2016. Ved hydraulisk splitting antas det at hullet er boret med retning parallelt en av hovedspenningene og det er således vanlig å bore slike hull vertikalt (da en antar at dette er en av hovedspenningsretningene) eller horisontalt (fra tunnelnivå). Det er kun borehull BH-03-2016 av testede hull som er boret vertikalt. Hull BH-02-2016 kan imidlertid betraktes som mer eller mindre vertikalt (74 graders fall). Ved en vellykket splitt (se metodebeskrivelse i SINTEF rapport for informasjon) kan en for et vertikalt hull anta at lukketrykket representerer minste horisontale spenning i bergmassen. Største horisontale spenning kan beregnes ved bruk av en formel der strekkfastheten til berget inngår som parameter. Strekkfastheten er i dette tilfelle estimert av SINTEF i felt (ikke i laboratorieforsøk) ved å anta at strekkfasthet tilsvarer splittetrykk minus gjenåpningstrykk. Spesielt for hull BH-01-2016 (boret med ca. 40 graders fall) vil resultatene grunnet det slake fallet være forbundet med en feilkilde i forhold til standard testprosedyre. Det overstående må hensyntas i vurderingen og sammenligning av resultatene fra de forskjellige hullene. Under oppsummeres det som av SINTEF rapporteres som sannsynlige spenninger fra de forskjellige forsøkene. Det anbefales at SINTEF rapporten leses for ytterligere detaljer til disse resultatene (herunder usikkerheter).

- BH-03-2016 (vertikalt): Ved vertikal dybde 283 m: $\sigma_H = \sigma_1 = 14,0$ MPa, $\sigma_h = \sigma_3 = 7,4$ MPa; Ved vertikal dybde 209 m: $\sigma_H = \sigma_1 = 5,9$ MPa, $\sigma_h = \sigma_3 = 3,6$ MPa. Retning på største horisontalspenning: N017°Ø. Retningen er usikker da retningen roterte med ca. 90 grader mellom måling utført i nivå 209 m og 220 m. I konklusjonen har SINTEF kommentert at

målingene sannsynligvis kan være påvirket av svakheter i bergmassen som forstyrrer spennings situasjonen og at det var problemer med å holde testseksjonene helt tette.

- BH-02-2016 (ca. 74 grader fall): Ved vertikal dybde 195 - 248 m: $\sigma_H = \sigma_1 = 11,6 \pm 2,0$ MPa, $\sigma_h = \sigma_2 = 6,5 \pm 0,9$ MPa. Retning på største horisontalspenning: N40 - 47°Ø.
- BH-01-2016 (ca. 40 grader fall): Ved vertikal dybde 116 - 150 m: $\sigma_H = \sigma_1 = 8,2 \pm 1,4$ MPa, $\sigma_h = \sigma_2 = 4,5 \pm 0,6$ MPa. Retning på største horisontalspenning: N2°Ø.

Hydrauliske splittforsøk utført i kjerne hullet BH-05-2016 på Tungenes (se også kapittel 2.4) indikerer at minste hovedspenning der kan betraktes som vertikal. Vertikal spenning er målt til å være høyere enn den beregnede (dersom en kun hensyntar teoretisk tyngde av overliggende bergmasse). SINTEF rapporterer følgende som sannsynlig spenninger:

BH-05-2016 (vertikalt): Ved vertikal dybde 172 - 175 m: $\sigma_H = \sigma_1 = 22,1 \pm 1,0$ MPa, $\sigma_h = \sigma_2 = 11,6 \pm 0,4$ MPa. Retning på største horisontalspenning: N133°Ø. Det er nevnt i rapporten at fyllittens lagdeling kan gi en feilkilde til resultater da bergarten kan ha anisotrop strekkfasthet. Ved testdybde 156 og 159 m er det splittet parallelt lagdelingen, og ved testdybde 175 m er det splittet normalt lagdelingen. Splitt parallelt lagdelingen (horisontal splitt) ved nivå 156 og 159 m gir en vertikal spenning tilsvarende $\sigma_v = \sigma_3 = 7,3 \pm 0,7$ MPa. Overlagringen i samme nivå skulle tilsi en vertikal spenning på 4,5 - 4,8 MPa.

3.8 Tidligere erfaringer fra undersjøiske tunneler

Det er bygget mer enn 50 undersjøiske tunneler i Norge, hvorav de fleste er vegtunneler. De aller fleste er drevet uten store drivetekniske problemer. Tunnelvernsnittet varierer fra gassrørtunneler på 20-25 m² til T8-T11,5 for vegtunneler. Dypeste tunnel går ned til 287 m under havnivå (Eiksundtunnelen).

3.9 Nærliggende tunneler

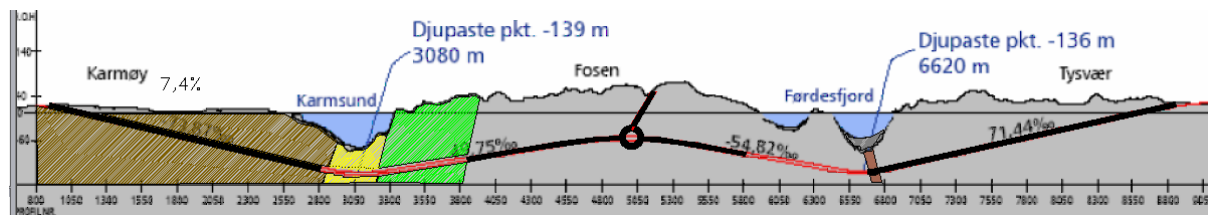
I området rundt og i Boknafjorden er det drevet flere tunneler, hvorav flere undersjøiske. Blant disse nevnes her:

- Byfjordtunnelen, Mastrafjordtunnelen og Finnøy tunnelen
- Ryfast (Solbakktunnelen og Hundvågtunnelen)¹⁾
- Eiganestunnelen¹⁾
- IVAR anlegget
- Gassrørtunnelene (Statpipe)
- T-forbindelsen

¹⁾ Under bygging

Det velges å ta med noen erfaringer fra T-forbindelsen da denne ble drevet i lignende bergarter som i prosjektområde E02.

3.9.1 T-forbindelsen



Figur 13 Lengdesnitt T-forbindelsen, Håvik til venstre i figur og Mjåsund til høyre.

Oppsummeringer her er hentet fra geologisk sluttrapport for T-forbindelsen [14]. T-forbindelsen ble drevet fra Håvik til Mjåsund og befinner seg ca. 30 km nord-nordvest for Kvitsøy. Tunnelen ble drevet igjennom grønnstein, grønskifer og fyllitter (karmøyofiolitt-komplekset) i vest, igjennom metasandstein under Karmsundet, deretter igjennom fyllitt og igjennom granittisk gneis (grunnfjell) videre mot øst. Det viste seg at ofiolittkomplekset hadde generelt lavere bergmassekvalitet enn grunnfjellet og da spesielt i grenseovergangen under Karmsundet. Overgangen mellom bergartene var til dels glidende med unntak av grensen mellom fyllitt og granittisk gneis. I grenseovergangen mellom ofiolittkomplekset i vest og grunnfjellet i øst ble det drevet gjennom en metasandstein med betegnelse Fylonitt. Fylonitten antas å være beslektet med grønskifer og fyllitt og overgangene var til tider vanskelig å beskrive.

Parsellen fra Håvik til rundkjøringen er 3,95 km lang og hadde følgende bergklassefordeling:

- 30 % bergklasse A-B
- 47 % bergklasse C
- 16 % bergklasse D
- 6% bergklasse E/F

Det ble utført systematisk kjerneboring i tunnelpartier under sjø, dette viste seg å være et svært godt planleggingsverktøy for drivingen av tunnelen. Anleggets største utfordring var vannproblemer med påhugg Mjåsund med høy grunnvannstand over vegbanen fra nærliggende Skiftestjønn. En 95 m bred svakhetsone i Karmsundet hadde fallvinkel ca. 45 grader mot vest og ble fanget opp av kjerneboringer, forundersøkelsene hadde fanget opp denne som en lavhastighetssone i metasandsteinen (3000 m/s). De vanskeligste driveforholdene i prosjektet var en 40 m bred svakhetsone øst i Førdesfjord.

«Generelt var grønskiferen en relativt stabil bergart å drive i. Fjellkvaliteten lå jamt i området middels med sikringsklasse 2 fram til de større sonene inn mot Karmsundet» [14]. I gneisene (grå farge i Figur 13) var det gode driveforhold og få problemer under landområdene. I disse gneisene ble det drevet gjennom svakhetssoner og spredte leirsoner. Det ble utført svelletrykksmålinger på sonemateriale i gneisen, høyeste målte svelletrykk var 1,1 MPa.

En 105 m dyp vertikalsjakt med sirkulært tverrsnitt 35 m² ble drevet på T-forbindelsen. Denne sjakten var lokalisert i granittisk gneis. I første omgang ble det boret pilothull med styrt boring, deretter ble pilothullet opprømmet med raisdrill til diameter 2,5 m. Til slutt ble sjakten strosset til endelig profil med drift ovenfra. Sjakta ble injisert fra oversiden og undersiden mot en vannførende sleppe lokalisert ca. 50 m fra topp av sjakt.

Sikringsmengder per tunnelmeter er gjengitt fra [14] i Tabell 8.

Tabell 8 Utførte sikringsmengder per tunnelmeter for T-forbindelsen.

Tunnellengde 8890 m	Utførte mengder [enhet/tunnelmeter]
Bolter [stk/tm]	5,4
Sprøytebetong [m ³ /tm]	4,1
Forbolter [stk/tm]	1,3
Støp [m/tm]	0
Sålestøp [m/tm]	0,01
Armerte sprøytebetongbuer [stk/tm]	0,008
Injeksjon [kg/tm]	182
Sonderboring [m/tm]	7
Kjerneboring [m/tm]	0,2

3.10 Erfaringer med vanskelige driveforhold i tunneler

Det er drevet anslagsvis 5 000 km med tunneler i Norge, og det er stort sett gode erfaringer med bergforholdene. Imidlertid er det noen tunneler der det ble påtruffet uventede, vanskelige grunnforhold som skapte til dels meget vanskelige driveforhold med store utfordringer. Under er det nevnt noen av disse med relevans til mulige grunnforhold for Rogfast.

3.10.1 Bjørøytunnelen

I denne undersjøiske vegtunnelen ble en svakhetsone av sandaktige masser påvist ved sonderboringer under driving av tunnelen. Teoretisk vanntrykk var ca. 70 m. Dette medførte utfordring for den videre drivingen. Godt utført injeksjon og vel planlagt drivemetode gjorde at sonen kunne passeres etter 8 måneder, hvorav 4 måneder til planlegging av driving, tetting og sikring av disse meget uventede bergmassene.

3.10.2 Byfjordtunnelen

I denne undersjøiske tunnelen var det utfordringer for tunneldrivingen i form av ras på stuff og «squeezing» (tyteberg) over en lengre strekning. Her opptrådte flere svakhetssoner av varierende omvandlingsgrad, med noe mer kompetent bergmasse mellom sonene. Vertikalt overlagingstrykk var ca. 3,4 MPa. I de dårligste områdene ble det registrert 30 cm innpressing av veggen i en betongstøp, og det ble nødvendig med omfattende armerte betongarbeider inklusive sålestøp. Hiv i vegbanen var i dette området et problem i lang tid etter åpning av tunnelen.

3.10.3 Statpipe-tunnelene (mellom Karmøy og Kårstø)

Den vestligste tunnelen, Karmsundtunnelen på 25 m², hadde driveproblemer (dårlig stabilitet) på en flere hundre meter lang strekning. Dette var sterkt oppsprukne bergmasser av muligens meta-tuff. Flere av de tre Statpipe-tunnelene påtraff svelleleire, og det var driveproblemer også ved kryssing av andre svakhetssoner.

3.10.4 Atlanterhavstunnelen

En svakhetssone 230 m under havoverflaten ga store driveproblemer knyttet til store vannlekkasjer og dårlig stabilitet. Det tok 10 måneder å drive gjennom den 40 m tykke sonen, vesentlig forårsaket av vanskelige injeksjonsarbeider.

3.10.5 Oslofjordtunnelen

Sonderboringer fra stuff under driving påviste en løsmassefylt kløft 15 m foran stuff, sonen var også tolket som svakhetssone i berg med seismikk. Frysing av denne som ble utført fra stuff, tok et år. Teoretisk vanntrykk var ca. 120 m og det ble nødvendig med en tykk, sirkulær vanntett betongstøp for permanent sikring.

3.10.6 Kraftverkstunneler ved Sauda og Øvre Otra Kraftverker

Det var store vannlekkasjer over store deler av tunnelene, med omfattende tettearbeider som medførte store ekstraomkostninger og økt byggetid. Erfaringene herfra tilsier at det sannsynligvis er lave horisontalspenninger som er hovedårsaken til vannlekkasjene.

4 Ingeniørgeologiske vurderinger (tolkningsdel)

4.1 Geologiske forhold

4.1.1 Forskjæring og påhugg

Tegning 02-V50-200 i Vedlegg 1 viser påhuggsområdet med forskjæring. Påhugget er plassert ved profil 301.

Forskjæringen drives fram til påhugget, hvor terrenget ligger på ca. kote 12. Maksimal høyde av bergskjæringene vil være i underkant av 17 m. Bergoverdekningen ved påhugget er antatt å være ca. 5 m, men grunnet graving/sprenghing for GS-veg 72300 vil bergoverdekningen i praksis være ned mot ca. 4m (se tegning 02-V50-200). Eksakt påhuggsplassering vil bestemmes etter avdekking og utsprenghing av forskjæring, og tilpasses de stedlige forholdene.

Sikring av skjæringsveggene antas utført med forbolter, bolter og sprøytebetong, eventuelt supplert med bånd og nett ved behov. Påhugget antas å sikres med forbolter montert tilnærmet parallelt med tunnelaksen. Tunnelen drives jevnt på synk og terrenget er forholdsvis flattliggende i bakkant av påhugget. Tunnelens bergoverdekning er basert på informasjon fra refraksjonsseismikk 5-6 m de første 50 m av tunnelen, og stiger jevnt til ca. 20 m ved profil 500. De første 50 m har få eller ingen bergblotninger og ligger under et jorde.

Normalt vil den øvre delen av bergmassen være påvirket av forvittringsprosesser. I denne «dagfjellsonen» vil normalt graden av oppsprekking være høyere, og bergmassestyrken kan være noe redusert i forhold til underliggende berg. Dybden av dagfjellsone vil variere med de lokale forholdene, og kan ofte være i størrelsesorden 1 til 15 m. Informasjon fra tolket refraksjonsseismikk tilsier at dagfjellsonen i dette området kan være i størrelsesorden 5 m, kanskje mer lokalt. Kjerner fra borehull boret nær påhuggsområdet (BH-03-2016 og BH-04-2016) viser at denne sonen kan være i størrelsesorden rundt 3 m.

På grunn av marginal bergoverdekning de første ca. 50 m av tunnelen vil det trolig måtte legges opp til bruk av forbolter og reduserte salvelengder. Det kan bli behov for tyngre bergsikringstiltak som for eksempel sprøytebetongbuer.

4.1.2 Bergartsfordeling i tunnelnivå

Eksakt forløp av bergartsgrenser er usikkert, og noen av bergartsgrenser under sjø er basert på strukturgeologiske antagelser. Det er derfor knyttet store usikkerheter til den geologiske modellen. Bergartsgrenser på sjøbunn er antatt å være i.h.t geologisk modell produsert av NGU (Figur 8) med noen mindre modifikasjoner, se Tabell 9 og V-tegninger.

Tabell 9 Antatte bergarter i hovedtunnelen for entreprise 02.

Antatt profilnummer hovedløp linje 11000	Bergart	Bergartsgrense
10050-11620	Karmøy ofiolitt – gabbro, intrusive mafisk og ultramafisk berg- Ordovisium (nedre)	Det er antatt at bergartsgrensen ved profil 11620 er steil. Fallvinkel og eksakt plassering til bergartsgrensen er meget usikker og er basert på antagelser.

11620 - 18100	Karmøy ofiolitt- grønnstein, grønnskifer, glimmer/klorittskifer, tuff, lavabreksje, svartskifer, fyllitt og diabasganger, Torvastad og Visnes gruppe – Ordovisium (midtre til øvre). Fyllitt ble påvist i borehull 1 og 2 fra skip. Erfaringer fra driving av T-forbindelsen viste at det opptrådte fyllitt i ofiolittkomplekset som også er forventet her.	Det er antatt at bergartsgrensen ved profil 18100 er et skyvedekke og har fall ca. 50 grader mot sør-øst. Fallvinkel og eksakt plassering til bergartsgrensen er meget usikker og er basert på antagelser.
18100-18325	Storheia dekke og Boknafjorden dekke – granittisk gneis, amfibolittisk- og glimmer skifer med noen linser av marmor – Proterozoisk	Det er antatt at bergartsgrensen ved profil 18325 er skyvedekke og har fall ca. 50 grader mot sør-øst. Fallvinkel og eksakt plassering til bergartsgrensen er meget usikker og er basert på antagelser. Det er usikkert om denne bergartspakken i det hele tatt opptrer i dette området.
18325-18420	Ryfylke skifer – fyllitt og glimmerskifer, Kambrium – Ordovisium kvartsrik skifer.	Det er antatt at bergartsgrensen ved profil 18420 er skyvedekke og har fall ca. 50 grader mot sør-øst. Fallvinkel og eksakt plassering til bergartsgrensen er meget usikker og er basert på antagelser. Det er usikkert om denne bergartspakken i det hele tatt opptrer i dette området.
18420-18450	Autokton grunnfjellsgneis og granitt – granittisk til granodiorittisk gneis med kroppar av gabbro (i entrepriise 04 antatt stedvis overdekket med et tynt fyllittlag) – Prekambrisk	Fallvinkel og eksakt plassering til bergartsgrensen antatt ved profil 18420 er meget usikker og er basert på antagelser.

Tabell 10 Antatte bergarter i Kvitsøytunnelen og rundkjøringsområdet.

Tunnel	Bergart
Kvitsøytunnelen	Karmøy ofiolitt- grønnstein, grønnskifer, glimmer/klorittskifer, tuff, lavabreksje, svartskifer, fyllitt og diabasganger, Torvastad og Visnes gruppe – Ordovisium (midtre til øvre).
Rundkjøringsområdet	Karmøy ofiolitt- grønnstein, grønnskifer, glimmer/klorittskifer, tuff, lavabreksje, svartskifer, fyllitt og diabasganger, Torvastad og Visnes gruppe – Ordovisium (midtre til øvre). Kjerne hull fra Kvitsøy ned mot rundkjøringsområdet indikerer at ventilasjonsjakter og rundkjøringsområdet ligger i hovedsakelig grønnstein og grønnskifer.

4.1.3 Svakhetssoner

Svakhetssoner er tolket ved hjelp av flyfoto, topografiske og batymetriske kart, resultater fra grunnundersøkelser, og informasjon fra feltkartlegging utført av SINTEF [1] og NGU [2]. På grunn av løsmasser, utfyllinger og lignende, er det ofte ikke tydelige trekk i topografien som kan angi svakhetssoner på land. For delen av tunnelen som går under sjø er tolkning av svakhetssoner i stor grad basert på resultatene fra refraksjonsseismikk, samt informasjon fra kjerneboringer og tolkning av strukturer/lineamenter. Siden mesteparten av tunnelen ligger under havet kan det ikke utelukkes at tunnelen vil kunne påtreffte partier med redusert bergmassekvalitet i tillegg til de overnevnte sonene. Dette gjelder spesielt soner med lav fallvinkel og som ikke har utgående i dagen eller på havbunnen i nærheten av traseen.

Antatt beliggenhet og orientering av svakhetssoner er vist på ingeniørgeologiske plan og profiltegninger i Vedlegg 1. Svakhetssoner er antatt der refraksjonsseismikk viser hastigheter under 4000 m/s. Antatt beskaffenhet av sonene basert på seismisk hastighet er vist i Tabell 11. Det knyttes imidlertid stor usikkerhet til sammenheng mellom seismisk hastighet og svakhetssoners beskaffenhet/karakteristikk.

Svakhetssoner er inndelt i klasser (I, II og III) hvor klasse II er antatt å kunne gi større utfordringer for tunneldriving enn klasse I (for eksempel med tanke på vannetting og bergstabilitet), og så videre. Klassifiseringen tar utgangspunkt i svakhetssonens bredde og seismisk hastighet, og fremkommer fra matrisen vist i Tabell 12. Antatt bredde er basert på mål langs med seismisk profil. Der det foreligger flere seismiske profiler for en sone er oppgitt bredde basert på en vurdering av de ulike profilene og deres nærhet til tunnelen. Det er alltid sonens bredde som brukes, ikke krysningslengde med tunnelen. Seismisk hastighet er gjennomsnittlig hastighet. Der det finnes flere seismiske profiler for en sone er den laveste hastigheten benyttet. Tabell 13 og Tabell 14 gir en oversikt over alle antatte svakhetssoner (her oppgis blant annet retning på sonene i forhold til tunnelaksen). For enkelte soner, der hvor supplerende informasjon (fra for eksempel kjerneprøver) tilsier behov for dette, er det gjort en justering av klasse. Informasjon om dette fremkommer i fotnoter til tabellene.

Det er viktig å påpeke at en klassifisering slik som den benyttet her er basert på fagmessig skjønn, og at det derfor vil være usikkerheter knyttet til denne vurderingen.

Tabell 11 Antatt oppbygning og sammensetning av svakhetssoner ved ulike seismiske hastigheter.

Seismisk hastighet	Antatt oppbygning av sonen
4000 - 4500 m/s	Moderat – sterkt oppsprukket berg / sprekkesone
3500 - 4000 m/s	Svakhetsone, sterkt oppsprukket
3000 - 3500 m/s	Knusningsone
< 3000 m/s	Leirholdig knusningsone / leirsone / sand-grus

Tabell 12: Klassifikasjon av svakhetssoner basert på sonebredde og seismisk hastighet

Sonebredde	Seismisk hastighet		
	3500 - 4000	3000 - 3500	≤ 3000
< 5 m	I	I	II
5 - 15 m		II	
> 15 m	II		III

62 svakhetssoner antas å krysse tunnelene innenfor entrepriise E02. Opplysninger om antatte svakhetssoner langs hovedløpene og Kvitsøytunnelen er oppsummert i hhv. Tabell 13 og Tabell 14.

Det presiseres at fall og mektighet på svakhetssoner (der det ikke finnes annen informasjon) kun er tolket ut ifra refraksjonsseismikk, og således er svært usikkert, slik at reell plassering og mektighet til svakhetssoner i tunnelnivå i Tabell 13 og Tabell 14 er beheftet med betydelig usikkerhet. Det er også sannsynlig at hovedtunnelene og Kvitsøytunnelen passerer svakhetssoner som ikke er avdekket av forundersøkelsene.

Det må forventes behov omfattende undersøkelser foran stuff, injeksjon, reduserte salvelengder/delt tverrsnitt og tung bergsikring ved passering av disse svakhetssonene. Det forventes at enkelt- eller dobbeltarmerte sprøytebetongbuer vil være tilstrekkelige som permanent sikring i mange tilfeller, men det antas å bli behov for tyngre sikring som eksempelvis gitterbuer og full utstøpning. Det antas også behov for sålestøp i en del tilfeller. Det antas å bli et relativt stort behov for spesiell dimensjonering av driving og bergsikring. For å håndtere vannlekkasjer i forbindelse med kryssing av svakhetssoner eller permeable sprekker i bergmassen antas det at dette håndteres med systematisk sementbasert forinjeksjon gjennom svakhetssoner og permeabel bergmasse. Spesielle metoder for å håndtere vannlekkasjer kan bli nødvendig. Dette presenteres nærmere i delkapittel 1).

4.1.3.1 Linje 11000 og 12000 Boknafjordtunnelen midt

Det er identifisert 49 svakhetssoner som antas å ville krysse hovedtunnelene innenfor entreprise E02. Opplysninger om antatte svakhetssoner langs hovedløp er gitt i Tabell 13. Sone 35-45 i tegning 02-V01-102 ligger i prosjektområde for E04 og sone 73-74 i tegning 02-V01-100 ligger i prosjektområde E03 og er derfor ikke inkludert i tabellen.

Tabell 13 Oversikt over antatte svakhetssoner for E02 hovedløp. Profilerings er vist for linje 11000.

Sone nr.	Antatt profil nr. linje 11000	Retning i forhold til tunnelakse [°]	Antatt bredde svakhetszone [m]	Antatt berg-overdekning [m]	Seismisk snitthastighet [m/s]	Svakhets-soneklasse
72	10498	23	10	230-232	3200	II
71	10580	57	30	214-216	3600-4000	II
70	10770	56	15	208-210	4000	I
69	10987	59	10	186-188	4000-4400	I
68	11057	63	15	174-176	4000	I
67	11191	68	27	175-177	3100-4000	II
66	11241	39	8	177-179	3100	II
65	11333	86	30	175-177	3200	III ¹⁾
64	11454	79	12	196-198	3600-3700	I
63	11650	90	9	215-217	3800	I
62	11852	49	7	227-229	3200	II
61	11913	44	15	226-228	3700	I
60	12043	68	15	212-214	3300	II
59	12175	45	16	211-213	2500	III
58	12393	90	6	220-222	3500	I
57	12427	90	6	222-224	3500	I
56	12480	90	13	214-216	3700	I
55	12553	90	7	222-224	3300	II
54	12736	66	5	211-213	3900	I
53	12759	70	6	208-210	3000	II
52	12835	66	6	213-215	3800	I
51	13141	90	30	192-194	3700-3800	II
50	13280	46	25	166-168	3300	II
49	13571	46	16	138-140	2300-3200	III
48	13970	44	40	188-190	3000-3400	III ²⁾
47B	14045	48	40	241-243	2700-3200	III

47A	14080	30	22	245-247	3000-3500	II
46	14361	68	23	235-237	3600	II
14	14762	64	10	240-242	3500-3600	I
16	14900	90	5	225-227	4000	I
15	15025	15	5	245-247	3500-3600	I
17	15100	70	10	248-250	3700-3800	I
18	15258	56	16	236-238	2700	III
19	15280	63	11	244-246	2700-2800	II
20	15831	75	31	86-88	2500-3400	III
21	15845	78	30	80-82	2500-3900	III
22	15871	75	21	78-80	2500-2800	III
23	16029	57	20	108-110	3400-3700	II
24	16380	84	16	164-166	3500	II
25	16773	67	10	174-176	3200	II
26	16852	42	16	166-168	3200	II
27	16946	50	5	156-158	4000	I
28	17276	23	30	119-121	2500-3800	III
29	17351	51	15	92-94	2500-2600	II
31	17525	87	64	72-74	3200-3700	III ³⁾
30	17556	86	15	72-74	3200	II
32	17989	28	65	156-158	2700-2800	III
33	18334	45	10	134-136	3900	I
34	18456	53	9	120-122	3000-3500	II

- 1) Basert på informasjon fra seismikk, blant annet bredde og seismisk hastighet nærme 3000 m/s, vurderes sonen til å ligge i grensen mellom klasse II og III. Klassen settes derfor til klasse III.
- 2) Basert på informasjon fra blant annet kjerneboringer Krågøy Nord oppjusteres svakhetssonen til klasse III. Se kapittel 4.7.1 for nærmere vurderinger av svakhetssonen.
- 3) Basert på informasjon fra seismikk, bergoverdekning og teoretisk vanntrykk oppjusteres svakhetssonen til klasse III. Se kapittel 4.7.4 for nærmere vurderinger av svakhetssonen.

4.1.3.2 Linje 18000 Kvitsøytunnelen

Det er identifisert 13 svakhetssoner som antas å ville krysse tunnel 18000. Opplysninger om antatte svakhetssoner langs Kvitsøytunnelen er oppsummert i Tabell 14.

Tabell 14 Oversikt over antatte svakhetssoner for linje 18000.

Sone nr.	Profil nr.	Retning i forhold til tunnelakse [°]	Antatt bredde svakhetszone [m]	Antatt bergoverdekning [m]	Seismisk hastighet [m/s]	Svakhets-soneklasse
1a	1260	84	11	54	3800	I
1b	1295	90	6	54	3000	I ⁴
2	1393	51	3-4	50-52	4000	I
3	1708	43	14	72-74 ³	3700	I
4	1859	73	14	83-84	3100-3800	II
5	1974	46	15	90-92	2800-3800	II
6	1962	53	10	90-92	2800-3800	II
7	2348	20	>12m	132-135	1900	III
8	2410	49	12	134-137	3800	III ²⁾
7	2678	21	>12m	157-160	1900	III
9	3076	52	15	190-193	2800-3800	II
10	3063	75	2-3	191-194	-	I
11	3260	51	17	190-193	2200	III ²⁾
12	3677	76	14	220-225	3100-3800	II
13	3760	83	10	225-229	4000	I
14	4102	23	7	238-241	3500-3600	I
46A ¹⁾	-	0	24	-	3600-4000	II

1) Med antatt steilt fall passerer tunnel ca. 60 m (horisontalavstand) vest for sone 46A.

2) Sone 11 og 8 er antatt å være én svakhetszone. Klassifisert basert på bredde og seismisk hastighet for sone 11.

3) Antatt bergflate ved kote -20 m.

4) Sone antatt å være klasse 1 basert på P1-1/17 og P1-3/17

4.1.4 Vannlekkasjer

Vannlekkasjer i tunneler og bergrom forventes hovedsakelig å opptre langs spesielle sprekkesoner, men det forventes at det også vil forekomme en viss grad av generell lekkasje gjennom de øvrige sprekke i bergmassen.

Erfaringsmessig kan det forekomme større vannlekkasjer i forbindelse med kryssing av svakhetssoner. I forbindelse med kryssende svakhetssoner og lav bergoverdekning kan lave bergspenninger eller strekkspenninger sammen med høye vanntrykk medføre store innlekkasjer i tunnel. Når en forventer å påtreffre slike vil det generelt være anbefalt å utføre kjerneboring og sonderboring for å kunne være forberedt på forholdene foran stoff, samt eventuelt kunne iverksette systematisk injeksjon foran stoff.

Entreprenøren er ansvarlig for å ha tilstrekkelig pumpekapasitet for å håndtere store vanninnbrudd på stuff, det henvises til teknisk beskrivelse.

Tiltak for å håndtere vannlekkasjer i forbindelse med kryssning av svakhetssoner eller permeable sprekker i bergmassen blir tatt opp i kapittel 4.4.2.

4.1.5 Bergspenninger

Ved påhugg Kvitsøy og for eksempel ved passering av svakhetssoner vil bergmassen kunne være spenningsavlastet. I rundkjøringsområdet (inklusive ventilasjonstunneler og bergrom), hvor tunnelsystemet har en komplisert geometri og hvor det forekommer store spennvidder og kryssende tunneler, kan også redusert innspenning forekomme. Dårlig innspenning kan medføre økt behov for bergsikring, både med tanke på behov for økt kapasitet (mht. styrke og deformasjonsegenskaper), samt økte boltelengder for å sikre forankring i fast (ikke spenningsavløst) bergmasse.

Bergspenningsmålinger utført i kjerne hull på Kvitsøy indikerer et kompleks spenningsbilde med varierende størrelser og retninger på hovedspenninger i området. Det må således forventes at det kan opptre spenningsavlastede partier (evt. også strekkspenninger som resulterer i komplett avløst bergmasse). Dette vil være spesielt utfordrende i rundkjøringsområdet (inklusive ventilasjonstunneler og bergrom) og det anbefales å utføre ytterligere bergspenningsmålinger når Kvitsøytunnelen kommer ned til rundkjøringsområdet. Resultatene vil være et nyttig verktøy for å vurdere bergstabilitet og bergsikringsbehov.

I forbindelse med kryssende svakhetssoner og lav bergoverdekning kan lave bergspenninger eller strekkspenninger i kombinasjon med høyt vanntrykk medføre økt sikrings- og injeksjonsbehov. Det er i Boknafjorden antatt å påtreffes en del svakhetssoner med retning ca. SV-NØ og NV-SØ i tillegg til N-S soner. En uheldig kombinasjon av strekkspenning i forhold til ugunstig orienterte sprekkesystemer kan bidra til at sprekkesystemer holdes åpne (og således at de har en meget høy hydraulisk konduktivitet) over større områder. Dette kan medføre spesielt utfordrende forhold med tanke på vanninnbrudd og tetting av lekkasjer.

Høye spenninger i stive/kompetente bergarter kan medføre sprakefjell i tunnelene, både ved/på stuff og lenger bak i ferdig drevet og sikret tunnel/bergrom. Forekomst av sprakefjell er ikke vurdert som særlig sannsynlig i dette prosjektet, men det kan oppstå spenningskonsentrasjoner og anisotrope spenningsforhold ved passering av svakhetssoner i gneis og granitt bergartene. Normalt vil de største utfordringene være knyttet til høy anisotropi (i.e. forskjell mellom største og minste hovedspenning), noe som medfører høy konsentrasjon av tangentielle spenninger rundt tunneler og bergrom.

Steder hvor det forekommer svake bergartslag eller svakhetssoner i ellers kompetent bergmasse kan det forekomme tyteberg (squeezing). Spesielt gjelder dette ved passering av de store svakhetssonene i prosjektet og ved driving gjennom partier med svakere bergartslag som for eksempel svartskifer.

4.1.6 Svake bergartslag

Spesielt i hovedbergart III (Karmøy ofiolitt- grønnstein, grønnskifer, glimmer/klorittskifer, tuff, lavabreksje, svartskifer, fyllitt og diabasganger) er det forventet at tunnelen drives gjennom svake bergartslag som for eksempel svartskifer. Denne bergarten kan reagere med luft og vann fra tunnelmiljøet og styrken kan da svekkes ytterligere. I slike tilfeller er det viktig å påføre sprøytebetong (i tillegg til annen bergsikring) kort tid etter at salven er skutt for å redusere bergmassens eksponeringstid mot luft og vann. Som nevnt i delkapittelet over kan det forekomme «squeezing» i slike partier og da er det viktig å overvåke bergmassen (for eksempel med bolteekstensometer) for å avdekke eventuelle deformasjoner. Ved påvisning av deformasjoner må bergsikring dimensjoneres og suppleres for å ivareta stabiliteten.

4.1.7 Svelleleire

Svelleleire er leire som ved eksponering for og videre absorbering av vann vil kunne medføre en vesentlig volumutvidelse. Smektitt er en fellesbetegnelse på en rekke leirmineraler som har slike egenskaper. Svelleleire er et vanlig produkt som dannes under mekanisk og kjemisk nedbryting av grunnfjellsbergarter, og er dermed en forholdsvis vanlig forekomst i norske tunnelanlegg.

Svelleleire kan skape problemer i tunneler ved at den etter at tunnel/bergrom er ferdigstilt trekker til seg vann og ekspanderer. Denne ekspansjonen kan medføre et betydelig trykk på sikringskonstruksjoner, eller på sprekker i usikret bergmasse, og kan dermed medføre brudd i sikringskonstruksjonen og eventuell utrasing.

Svelleleire kan forekomme generelt fordelt på sprekker i bergmassen, og dersom mengden av svelleleire er beskjeden, vil denne i mange tilfeller ikke ha stor betydning for tunneldriving. Om leiren opptrer "bak" potensielt løse blokker eller på sprekkesett med ugunstig sprekkeretning, vil svelling og redusert friksjon på sprekkeflater imidlertid kunne medføre at blokker eller bergmasse mellom sprekker presses/glir ut. Dersom leiren opptrer i større mektighet, eksempelvis kombinert med oppknust berg i svakhetssoner, vil det akkumulerte svelletrykket kunne medføre utrasing og suksessiv utgraving av massene i svakhetssonen. Forekomst av svelleleire (med varierende svellepotensiale) er sannsynlig innenfor prosjektområdet. Dette gjelder spesielt i kjernen til svakhetssoner og i leirslepper.

4.2 Bergmassekvalitet

Basert på informasjon og tolkninger beskrevet i tidligere kapitler er fordelingen av bergmasseklasser langs hovedtunnelene og linje 18000 Kvitsøytunnelen estimert, se hhv. Tabell 15 og Tabell 16. Det er knyttet store usikkerheter til estimatet da mesteparten av tunnelen ligger under sjø. Sammenhengen mellom bergmasseklasser og sikringsklasser er nærmere beskrevet i kapittel 4.4.

Tabell 15 Antatt fordeling av bergmasseklasser langs hovedløpene (linje 11000 og 12000). Det er knyttet store usikkerheter til estimatet da mesteparten av tunnelen ligger under sjø.

Bergmasseklasse	Q-verdi	Antatt andel av tunnel
A/B	10 - 100	25 %
C	4 - 10	40 %
D	1 - 4	15 %
E	0,1 - 1	10 %
F	0,01 - 0,1	5 %
G	< 0,01	5 %
Sum		100 %

Tabell 16 Antatt fordeling av bergmasseklasser langs tunneltraseen til Kvitsøytunnelen (linje 18000). Det er knyttet usikkerheter til estimatet da partier av tunnelen ligger under sjø.

Bergmasseklasse	Q-verdi	Antatt andel av tunnel
A/B	10 - 100	25 %
C	4 - 10	47 %
D	1 - 4	20 %
E	0,1 - 1	6 %
F	0,01 - 0,1	2 %
G	< 0,01	0 %
Sum		100 %

4.3 Driveforhold

Det er ikke registrert noe som indikerer spesielle forhold i forbindelse med borbarhet og sprengbarhet utover det som må forventes ved driving i de forskjellige typer bergarter.

Det må påregnes bruk av reduserte salvelengder og/eller delte salver ved krysning av svakhetssoner og partier med liten overdekning. Antatt spesielt krevende partier er beskrevet i delkapittel 4.7. I forbindelse med svakhetssoner er det forventet bore- og ladevansker.

Både Ryfylkeskiferen, Karmøyofiolitten og grunnfjellsbergartene inneholder linser og/eller benker med kvarts, noe som vil kunne medføre økt borslitasje. De harde grunnfjellsbergartene inneholder også en høy andel feltspat som gir økt borslitasje.

4.4 Stabilitetssikring

4.4.1 Sikringsmengder i de ulike bergklassene

Tabell 6.1 i Statens vegvesens Håndbok N500, som beskriver sammenhengen mellom bergmasseklasser og sikringsklasser, vil generelt benyttes som utgangspunkt for dimensjonering av permanentsikring. Tabell 6.1 er gjengitt her i Tabell 17. Minimum tykkelse på sprøytebetong i saltvannssonen skal være 100 mm (dette vil i praksis gjelde for hele entrepriise E02 der hvor tunnelsålen ligger under kote 0).

Tabell 17 Sammenheng mellom bergmasseklasser (Q-systemet) og sikringsklasser for permanent sikring (gjengitt fra Håndbok N500, Tabell 6.1). Til tabellen hører også kommentarer som er listet opp under tabellen i Håndbok N500, kapittel 6.3.2.

Bergmasse klasse	Bergforhold Q-verdi	Sikringsklasse Permanent sikring
A/B	Lite oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand > 1 m. 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 ø20 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, ø20 mm, c/c buer 1,5-2 m Buene boltes systematisk, c/c bolt 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

* Minimum tykkelse på sprøytebetong i saltvannssonen skal være 100 mm.

4.4.2 Sikringsmetoder

Stabilitetssikringen forventes som basis å bestå av bolter og fiberarmert sprøytebetong. Sikringen skal utføres systematisk og i hovedsak på stoff. Sikringsomfanget tilpasses bergkvaliteten lokalt, slik at tilfredsstillende stabilitet oppnås.

Ved kryssing av svakhetssoner vil det være nødvendig med tyngre sikring. Dimensjonering av sikring i svakhetssoner må vurderes og følges opp tett underveis, og må ikke nødvendigvis alltid følge Tabell 17 i detalj. Dette fordi det noen ganger er vanskelig å bestemme riktig sikring kun ut fra bergmasseklasse (Q-verdi). Orientering og kompleksitet av svakhetssoner vil blant annet være viktige parametere som innvirker på stabilitetsnivået.

Det er aktuelt å kjernebore før passering av en del av de antatt utfordrende svakhetssonene i prosjektet. Det er forventet behov for driving med reduserte salvelengder, systematisk forbolting og sikring med armerte sprøytebetongbuer. I noen av svakhetssonene er det også forventet behov for armert sålestøp i kombinasjon med armerte sprøytebetongbuer, eventuelt sålestøp i kombinasjon med full utstøpning av tunnelen. Det er forventet et større behov for spesiell dimensjonering av drivemetode og bergsikring, særlig i bergmasseklasse G.

For å håndtere vannlekkasjer i forbindelse med krysning av svakhetssoner eller permeable sprekker i bergmassen antas det at dette håndteres med systematisk sementbasert forinjeksjon. Store lekkasjer kan utvikle seg ved utvasking av sone- og sleppe-materiale selv om sonerboring/kjerneboring antyder mindre innlekkasjer. Det er derfor viktig å utføre systematisk forinjeksjon uavhengig av innlekkasje i sonerhull i enkelte områder, slik som for eksempel der hvor en har lav bergoverdekning i kombinasjon med påvist redusert bergmassekvalitet og potensielt høyt vanntrykk.

I tilfeller hvor systematisk sementbasert forinjeksjon ikke er tilstrekkelig må det vurderes andre typer injeksjonsmidler som for eksempel kjemisk injeksjon (polyuretan). På grunn av høye vanntrykk ved tunnelnivå kan det bli behov for innstøpte stålrør («standpipes») som det bores gjennom, for så å kunne stenge vannstrømmen med mekanisk stoppekran i «standpipes» som det injiseres igjennom. «Standpipes» kan være løsningen hvor man ikke får presset inn tradisjonelle injeksjonspakkere i injeksjonshullet pga. høye vanntrykk.

Prinsipp for sonerboring og forinjeksjon er vist i tegning 02-V10-201. Prinsipp for armerte sprøytebetong- og gitterbuer er vist i tegning 02-V10-251 og 02-V10-261.

Bolter til permanent bergsikring skal være fullt innstøpte, varmforsinket og pulverlakkert med epoxy. Det skal benyttes stålfiber i sprøytebetongen.

Entreprenør er ansvarlig for å ha tilgjengelig støpeskjold for aktuelle tunnelverrsnitt på anlegget. Når driving av hovedtunnel starter skal støpeskjold være lagret på egnet sted i rundkjøringsområdet slik at responstid (ved eventuell rasutvikling) reduseres til et minimum. Det henvises for øvrig til den tekniske beskrivelsen.

4.5 Aktuelle tiltak i byggefasen og i driftsfasen

Tabell 18 beskriver aktuelle tiltak under driving av tunnelene slik som oppfølging, målinger og kontroll, samt tiltak utover vanlig stabilitetssikring. I tabellen er det også beskrevet aktuelle tiltak i driftsfasen utover observasjoner og vanlig vedlikehold.

Tabell 18 Noen aktuelle tiltak under bygging av tunneler, og i driftsfasen.

Type stabilitet		Tiltak		
Berg- masse klasse	Svak- hets- sone klasse	Under bygging ¹⁾		Driftsfasen
		Oppfølging/målinger/ kontroll	Aktuelle tiltak utover vanlig stabilitetssikring ²⁾	Aktuelle tiltak utover observasjoner/ vanlig vedlikehold
A/B		- Ingeniørgeologisk kartlegging før tildekking med sprøytebetong.	- Sonderboring - Ev. forinjeksjon m/ kontrollhull - Kjerneboring foran stuff ³⁾ - Seismikk ved stuff ⁴⁾	
C		- Observasjon og kartlegging av bergforholdene etter hver salve før tildekking med sprøytebetong - Oppfølging av driving og av utførelse av sikringsarbeider - Registrering av lekkasjer i sonderhull	- Samme som A/B	- Ev. labtesting av leirmateriale
D		- Samme som C	- Samme som C - Ev. labtesting av leirmateriale	- Samme som C
E	I-II	- Samme som C og D - Ev. deformasjons- og konvergensmålinger	- Samme som C og D - Utvidelse av tunnelvernsnitt - Ev. konvergensmålinger - Ev. sprøytebetong på stoffen - Ev. bruk av selvborende stag - Ev. reduserte og/eller delte salver	- Samme som C og D - Ev. konvergensmålinger
F	I-II	- Samme som C, D og E - Ev. måling av tøyning i sprøytebetongbuer - Vanntrykksmålinger bak betongutstøpning	- Samme som C, D og E - Ev. bruk av gitterbuer istedenfor sprøytebetongbuer	- Samme som C, D og E - Ev. måling av tøyning/deformasjoner i sprøytebetongbuer - Vanntrykksmålinger bak betongutstøpning
G	II-III	- Samme som C, D, E og F - Registrering av bergartsegenskaper	- Samme som C, D, E og F - Ev. ekstra forsterkning med for eksempel utstøpning	- Samme som C, D, E og F

¹⁾ For alle klassene gjelder utarbeidelse av prognose for den videre driften. Dette er særlig aktuelt i klassene D-G der prognoser for neste salve/neste 10-25 m tunnel bør utarbeides og kontinuerlig oppdateres.

²⁾ Dette er stabilitetssikring som er tilpasset de stedlige forholdene og er vist i Tabell 17

³⁾ Det forutsettes kjerneboring foran stuff evt. sidenisjer når en nærmer seg antatt utfordrende svakhetssoner.

⁴⁾ Det forutsettes seismikk ved stuff som et supplement til kjerneboring/sonderboring.

4.6 Aktuelle undersøkelser i byggefasen

4.6.1 Sonderboring

Det skal sonderbores systematisk i hele tunnelens lengde. Det vises til tegning 02-V10-201 med prinsipper for sonderboring. Sonderboring vil benyttes for å skaffe opplysninger om bergmassekvalitet og vannforhold foran stoff, og vil således være en del av grunnlaget for beslutning om injeksjon, samt rundt driveopplegg (blant annet salvelengder) og sikringsmetoder/omfang.

4.6.2 Kjerneboring på stoff

Det er aktuelt å kjernebore fra stoff eller sidenisjer gjennom svakhetssoner som antas å kunne gi spesielt krevende forhold med tanke på driving, stabilitet eller innlekkasjer. Basert på foreliggende resultater fra grunnundersøkelser og tolkning av disse anses det som sannsynlig at det vil være behov for relativt omfattende kjerneboring i denne entreprisen. Dette gjelder spesielt når tunnelen nærmer seg sone 11 og 8 i Kvitsøytunnelen og når tunnelen nærmer seg sone 18, 20-22, 28, 31-32, 47-49, 59 og 65 i hovedtunnelene. Behovet for eventuell kjerneboring fra stoff og eventuelt sidenisjer må imidlertid vurderes fortløpende under driving basert på blant annet sonderboring (MWD) og erfaringer fra bergmassen og svakhetssoner som tilegnes under tunneldrivingen.

4.6.3 Seismikk på stoff

Statens vegvesen har utført forsøk med seismikk på stoff i Ryfastprosjektet. Metoden har vært vist seg å kunne være et nyttig supplement for å kartlegge bergmassen foran stoff. Metoden er geofysisk og gir et bilde av lydshastigheter i bergmassen rundt og foran tunnelen (ca. 150 m). Det presiseres at denne metoden ikke reduserer behov for sonderboring, og ikke nødvendigvis kjerneboringer for å kartlegge bergforhold foran stoff, men at den kan være et nyttig supplement til disse metodene. Seismikk på stoff kan for eksempel være et nyttig verktøy for å bestemme når man skal starte kjerneboring. Metoden utføres i hovedsak av byggherren, men konkurransegrunnlaget inkluderer blant annet forberedende arbeider, skyting, samt stans/heftid for tunneldrivingen.

4.6.4 Prøvetaking

Prøvetaking av materiale fra eventuelle leirslepper/svakhetssoner og partier med omvandlete bergarter tas for analyser av blant annet svellepotensiale og svelletrykk. Materialinnhold i leirslepper/svakhetssoner vil inngå i vurderingen av permanent bergsikring.

4.6.5 Konvergenstmålinger og lastceller

Ved eventuelle spesielt krevende svakhetssoner og i områder med lav innspenning er det aktuelt å utføre konvergenstmålinger og/eller installere lastceller i sprøytebetong- og gitterbuer.

4.6.6 Ingeniørgeologisk kompetanse

Byggherren vil ha mannskap med ingeniørgeologisk kompetanse for oppfølging av tunnelarbeider og bestemmelse av permanent bergsikring. Det forutsettes at entreprenøren også innehar/benyttet eget personell med god ingeniørgeologisk kompetanse med tanke på vurderinger innen planlegging og utførelse av bergarbeidene i dette prosjektet.

4.7 Spesielt krevende partier

Dette kapittelet tar for seg fire områder (pluss en ekstra problemstilling) som er forventet spesielt krevende. Det forventes at disse områdene vil kunne være meget utfordrende og således kritiske med tanke på gjennomføringen av entreprise 02.

4.7.1 Pel 13950-14080

Kjerneboringer fra Krågøy og Hesteholmen har påvist et område med regionale N-S forkastninger/svakhetssoner som ligger øst for Kvitsøy. Disse sonene er også registrert som lavhastighetssoner på seismikkprofiler. For å kartlegge bergmasseforholdene foran stoff er det anbefalt å kjernebore fra profilnummer 14250 og videre mot profilnummer 13750 inntil de antatte svakhetssonene er avdekket (forutsetter tunneldriving fra Kvitsøy). Om svakhetssonene ikke blir avdekket i dette partiet, anbefales det å fortsette kjerneboringer inntil sonene blir lokalisert. Det anbefales også å sondebore 5-7 sonderhull med 20 m overlapp mellom sonderkjerner når man nærmer seg og driver gjennom svakhetssonene, slik at man har minimum 20 m bergmasse frem mot eventuelle vannlekkasjer. Ved kjerneboring/sondeboring inn mot vannlekkasjer og potensielt høyt vanntrykk er det aktuelt å benytte «blowout preventer» for å kunne stenge vann-innlekkasjen i hullet kontrollert.

Det er forventet at tunnelene drives med redusert salvelengde og redusert tverrsnitt gjennom svakhetssonene. Det er forventet at tunnelene drives med systematisk forbolting (Ø32 mm lengde 6-8 m) gjennom sonene og det forventes behov for systematisk forinjeksjon (uavhengig av innlekkasje i sonderhull) med sementbaserte injeksjonsmidler. Det er forventet at profilet sikres med sikringsbolter, sprøytebetong, armerte sikringsbuer og bergbånd. I tillegg forventes det at sålen må forsterkes med armert sålestøp i svakhetssonene. Det er forventet at mesteparten av sikringsmidlene må installeres ved stoff.

Det er forventet behov for spesiell dimensjonering av drive- og bergsikringsmetoder ved krysning av svakhetssoner i dette partiet (bergmasseklasse G). Når faktiske bergforhold er avdekket må spesielle drivemetoder som for eksempel bruk av rørskjerm vurderes. Det kan også bli aktuelt med selvørende stag i dette partiet. Det er sannsynlig at det vil forekomme «squeezing» (tyteberg) i forbindelse med svakhetssoner i dette området.

Bergrommets stabilitet er avhengig av bergrommets størrelse (blant annet spennvidde) og geometri. I tilfeller hvor eventuelle nisjer, tekniske rom eller tverrstoller havner i bergpartier hvor man har avdekket store svakhetssoner må det vurderes å flytte disse utvidelsene til partier med bedre berg. Bergsikring må som ved alle andre steder i prosjektet tilpasses de stedlige bergforhold.

4.7.2 Rundkjøringsområde med ventilasjonssystem

Basert på eksisterende grunnundersøkelser er bergmassen i rundkjøringsområdet vurdert som generelt god, men med noen mindre svakhetssoner lokalt (se tegning 02-V32-001). Omfanget av og kompleksiteten på tunneler og bergrom i dette området (kryssende i flere plan og med lav bergoverdekning imellom) er imidlertid vurdert som meget utfordrende.

I dette området er det anbefalt å kontinuerlig overvåke deformasjoner i bergmassen med bolteekstensometer og konvergensmålere. Ved påvisning av uakseptable deformasjoner må det gjøres tiltak (for eksempel supplere med ytterligere bergsikring) for å ivareta stabiliteten. Det vil også bli aktuelt med supplerende bergspenningsmålinger under driving for vurdering av totalstabiliteten i dette området. Se også kapittel 4.1.5 for omtale av bergspenningers potensielle innvirkning på stabiliteten i rundkjøringsområdet.

Steder der svakhetssoner krysser bergrom må bergsikring dimensjoneres spesielt. Det vil være noe fleksibilitet med tanke på hvilke tunneler/bergrom som kan tas ut til hvilken tid. Sonderboring/injeksjonsboring og bergsikring vil således kunne avhenge av entreprenørens

driveopplegg (hvilke tunneler/bergrom som drives først). Se tegning 02-V32-001 og tegninger 02-V32-011 til 017 for detaljer.

I ventilasjonssjaktene er det forventet behov for systematisk påføring av fiberarmert sprøytebetong, samt behov for bergsikringsbolter og bergbånd. Det kan også bli behov for stedvis forinjeksjon i sjaktene, se tegning 02-V32-016.

I ventilasjonshallene er det forventet systematisk påføring av fiberarmert sprøytebetong i kombinasjon med sikringsbolter og armerte sikringsbuer i overgangen til ventilasjonssjakter, se tegning 02-V32-012. Dersom ventilasjonshallene havner i partier med dårlig berg med lav innspenning kan det bli aktuelt med stagforankring.

Eventuell forinjeksjon inn mot rundkjøringer må tilpasses geometri og entreprenørens driveopplegg. Prinsipp for injeksjonsboring mot rundkjøring er vist i tegning 02-V32-014. I rundkjøringene er det forventet systematisk påføring av fiberarmert sprøytebetong i kombinasjon med sikringsbolter, antatt lengde 5 m, supplert med lengde 8 m, se tegning 02-V32-015. Om rundkjøringene havner i partier med dårlig berg med lav innspenning kan det bli aktuelt med stagforankring.

I partier hvor en sikrer berg midlertidig og som skal sprenges bort i ettertid, for eksempel i krysningspunktene mellom hovedløpene og linje 17000, og i områdene hvor det skal være åpning mellom ventilasjonstunneler og hovedløpene, er det lagt opp til at glassfiberbolter kan være en mulig boltetype (se tegning 02-V32-011, 02-V32-012, 02-V32-013 og 02-V32-015).

En 1-2 m bred svakhetssone som er antatt å følge nordgående rampe (løp 15) fra rundkjøring og videre ned mot hovedtunnelen er forventet å kunne gi drivemessige utfordringer. Det vil blant annet kunne bli behov for reduserte salvelengder og et økt sikringsomfang. Dersom en slik sone treffer/skjærer igjennom kritiske punkt (slik som for eksempel stabben/pilaren i rundkjøringen), må det gjennomføres en detaljert vurdering av stabilitetssituasjonen og hvilke tiltak som skal iverksettes.

Bergsikring i rundkjøringsområdet med ventilasjonssystem må som alle andre steder i prosjektet tilpasses de stedlige bergforhold.

4.7.3 Pel 15700-15900

Kjerneboringer fra Sauholmen har avdekket flere klasse 3 svakhetssoner (soner 20-22) som ligger nord for Kvitsøy. Disse sonene er også registrert som lavhastighetssoner på seismikkprofiler. For å kartlegge bergmasseforholdene foran stuff er det anbefalt å kjernebore fra profilnummer 15500 og videre mot profilnummer 16000 inntil de antatte svakhetssonene er avdekket. Om svakhetssonene ikke blir avdekket i dette partiet, anbefales det å fortsette kjerneboringer inntil sonene blir lokalisert. Det anbefales også å bore noen kjernehull skrått oppover mot kotehøyder -250 m til -275 m for å kontrollere bergoverdekning før passering under lavbrekket ved profil 15850-15950. Her antyder seismikkdata en bergoverdekning i størrelsesorden 75-80 m. Videre anbefales det også å sonderbore minimum 5-7 sonderhull med 20 m overlapp mellom sonderhuller når man driver gjennom svakhetssonene, slik at man har minimum 20 m bergmasse frem mot eventuelle vannlekkasjer. Ved kjerneboring/sonderboring inn mot vannlekkasjer og høyt vanntrykk er det aktuelt å benytte «blowout preventer» for å kunne stenge vann-innlekkasjen i hullet kontrollert.

Det er avdekket knust materiale med stor del av fraksjon fra sand til grus i kjernehull A og kjernehull B. Sandsonene er avdekket ved kote -235 m i hull A (stopp i kjerneboring pga. kollaps) og kote -179 m og -244 m i hull B. Det er antatt at sandsonene er knyttet sammen med svakhetssonene 21 og 22. Tunnelhengen ligger her i omtrentlig kotehøyde -283 m. Det er usikkert hvordan disse svakhetssonene opptrer ved tunnelnivå. Det er derfor viktig å undersøke dette med kjerneboringer og sonderboringer foran stuffen for å kunne iverksette eventuell forinjeksjon med tilstrekkelig avstand mellom stuff og partier som skal injiseres. Det må forventes høy permeabilitet i disse sonene. En kan i verste fall måtte håndtere meget permeabelt materiale med direkte vanntilførsel fra sjøbunn og over 300 m vanntrykk.

Avhengig av sonenes karakter i tunnelnivå kan det i tillegg til sementbasert forinjeksjon bli aktuelt å benytte kjemiske injeksjonsmidler som for eksempel polyuretan.

Det er forventet at tunnelen drives med reduserte salvelengder og redusert tverrsnitt gjennom svakhetssonene. Det er forventet at tunnelene drives med systematisk forbolting (Ø32 mm lengde 6-8 m) gjennom sonene og det forventes behov for systematisk forinjeksjon (uavhengig av innlekkasje i sonderhull) med sementbaserte eller kjemiske injeksjonsmidler. Det er forventet at profilet sikres med sikringsbolter, sprøytebetong, armerte sikringsbuer og bergbånd. I tillegg forventes det at tunnelsålen må forsterkes med armert sålestøp i svakhetssonene. Det er forventet at mesteparten av sikringsmidlene må installeres ved stuff.

Når bergforholdene er avdekket må det også vurderes spesielle drivemetoder som bruk av for eksempel rørskjerm. Det kan også bli aktuelt med selvborende stag i dette partiet.

Bergrommet stabilitets er blant annet avhengig av bergrommets størrelse (bla. bredde og spennvidder) og geometri. I tilfeller hvor eventuelle nisjer, tekniske rom eller tverrstoller havner i bergpartier hvor man har avdekket store svakhetssoner må det vurderes å flytte disse utvidelsene til partier med bedre berg. Bergsikring må som alle andre steder i prosjektet tilpasses de stedlige bergforhold.

4.7.4 Pel 17500-18450

Seismikkdata har fanget opp flere mektige lavhastighetssoner i dette partiet. Det er også antatt at det befinner seg bergartsgrenser (skyvedekker) i dette partiet, men det er knyttet stor usikkerhet til plassering og orientering av disse.

For å kartlegge bergmasseforholdene foran stuff er det anbefalt å kjernebore fra profilnummer 17000 og videre mot profilnummer 18450 inntil de antatte svakhetssoner er avdekket. Om svakhetssonene ikke blir avdekket i dette partiet, anbefales det å fortsette kjerneboringer inntil sonene blir lokalisert (ved eventuell driving inn mot entreprise E04). Det anbefales også å skrå noen kjernehull oppover mot kotehøyder -330 m for å kontrollere bergoverdekning før passering under lavbrekket ved profil 17660-17750. Her antyder seismikkdata en bergoverdekning i størrelsesorden 50-55 m. Videre anbefales det også å sondebore minimum 5-7 sonderhull med minimum 20 m overlapp mellom sonderkjerner når man driver gjennom svakhetssonene, slik man har minimum 20 m bergmasse frem mot eventuelle vannlekkasjer. Ved kjerneboring/sondeboring inn mot vannlekkasjer og høyt vanntrykk er det aktuelt å benytte «blowout preventer» for å kunne stenge vann-innlekkasjen i hullet kontrollert.

Det er forventet at tunnelen drives med redusert salvelengde og redusert tverrsnitt gjennom svakhetssonene. Det er forventet at tunnelene drives med systematisk forbolting (Ø32 mm lengde 6-8 m) gjennom sonene og det forventes behov for systematisk forinjeksjon med sementbaserte injeksjonsmidler. Det er forventet at profilet sikres med sikringsbolter, sprøytebetong, armerte sikringsbuer og bergbånd. I tillegg forventes det at sålen må forsterkes med armert sålestøp i de største svakhetssonene. Det er forventet at mesteparten av sikringsmidlene må installeres ved stuff.

Når bergforhold er avdekket må det også vurderes spesielle drivemetoder som for eksempel bruk av rørskjerm. Det kan også bli aktuelt med selvborende stag i dette partiet.

Bergrommet stabilitets er blant annet avhengig av bergrommets størrelse (bla. bredde og spennvidder) og geometri. I tilfeller hvor eventuelle nisjer, tekniske rom eller tverrstoller havner i bergpartier hvor man har avdekket store svakhetssoner må det vurderes å flytte disse utvidelsene til partier med bedre berg. Bergsikring må som alle andre steder i prosjektet tilpasses de stedlige bergforhold.

4.7.5 Kjerneborhull som ikke er gjenstøpt

Sauholmen B (avgreningshull): Mellom profil 15910-15940 sørgående løp har tunnelen og kjernehull Sauholmen B direkte kontakt. Dette hullet ble ikke gjenstøpt etter boring for å opprettholde muligheten for blant annet seismiske undersøkelser nede i hullet. Hullet planlegges gjenstøpt i en egen operasjon i god tid før tunneldrivingen i E02 entreprisen kommer til aktuelt område. Dersom dette mot formodning ikke skulle lykkes utgjør dette en fare som må ivaretas i risikovurderinger og planlegging av mot- og beredskapstiltak ved vanninnbrudd.

5 Hydrogeologiske vurderinger

5.1 Vurdering av konsekvenser ved grunnvannssenking

I berggrunnen beveger grunnvann seg i åpne sprekker og kanaler i berget. Der tunneler kommer i kontakt med slike kan det oppstå problemer med innlekkasje av grunnvann til tunnelene.

I utgangspunktet er ofte lekkasjer i bergmassen knyttet til:

- Svakhetssoner: forkastningssoner, knusningssoner, dype forvitringssoner (ofte sammenfallende) og i oppsprukket sideberg ved svakhetssoner
- Større enkeltsprekker
- Gangbergarter
- Bergartsgrenser

Naturtypers sårbarhet overfor grunnvannssenking er avgjørende for om en senkning av grunnvannsnivået over tunnelen vil være merkbar på ytre miljø over tunnelen. I de områdene hvor drivingen av tunnelen foregår under områder med bebyggelse kan setninger på bygg og infrastruktur generelt være et problem. Drenering til tunnel kan også påvirke overflatevann (tjern og bekker), samt grunnvannsressurser generelt.

5.2 Vurdering av sårbarhet

5.2.1 Ytre miljø

For at grunnvannslekkasjer til tunnelen skal ha konsekvenser for ytre miljø må grunnvannssenkingen over tunnelen ligge i områder med sårbare naturtyper, våte naturområder (tjern, vassdrag, myr eller grunnvannssoppkom) og/eller utrydningstruede dyrearter som kan påvirkes av en eventuell grunnvannssenking. Dette vil kunne merkes ved at det blir et tørrere naturmiljø der grunnvannstanden er nær overflaten dersom det ikke gjennomføres tiltak i forbindelse med tunnelbyggingen.

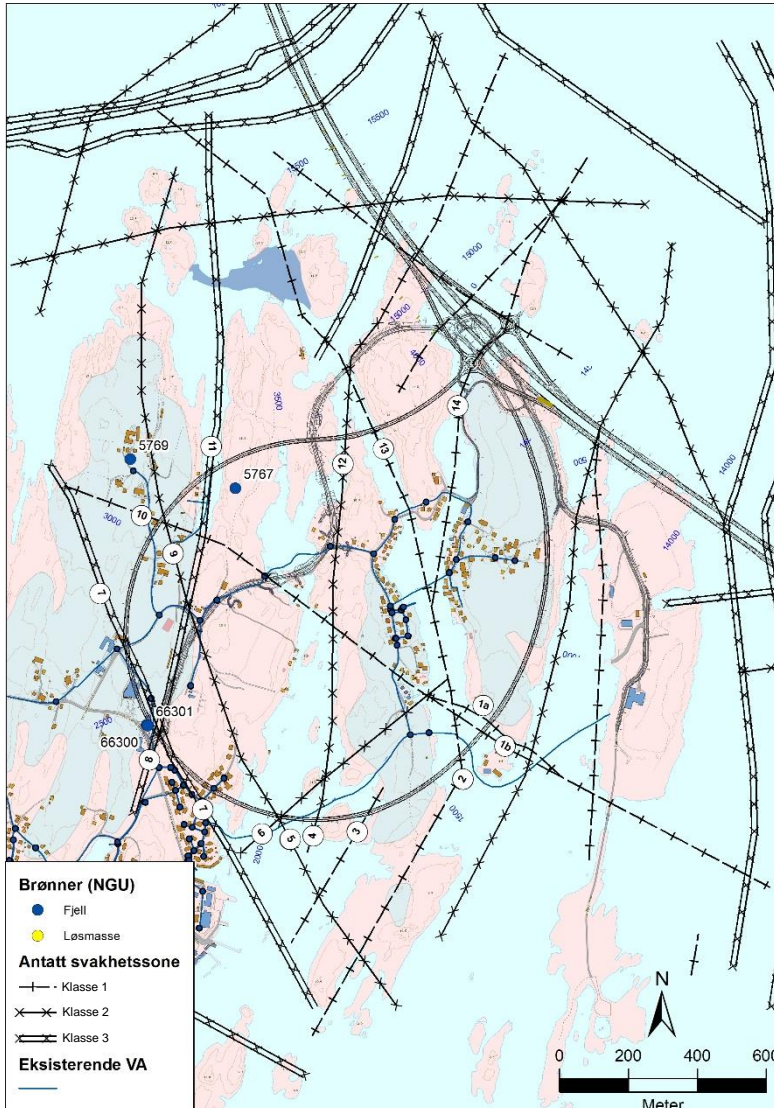
Det er ikke registrert sårbare vannkrevende naturtyper eller arter innenfor antatt influensområde for grunnvannssenking mot tunnelen (<http://kart.naturbase.no/>).

5.2.2 Utsatte grunnvannsressurser

Private brønner, både drikkevannsbrønner og energibrønner, nær tunneltraseen kan få redusert kapasitet som følge av senket grunnvannsnivå. Om det injiseres under tunneldrivingen, kan injeksjonsmidlene tette og ødelegge brønner og installasjoner som ligger nær tunnelen. NGUs grunnvannsdatabase viser at det ikke anses å være grunnvannspotensiale i løsmasser på Kvitsøy, og det er heller ingen registrerte brønner i løsmasser.

Omfanget av registrerte brønner er generelt lite, se Figur 14. Det er registrert tre borebrønner i berg langs trasé, innenfor ca. 250 m fra tunneltrasé. To av disse er energibrønner (NGU brønnr. 66300 og 66301), og ligger <5 m vest for pel nr. 2450. Disse er boret 140 m med ansett på ca. kote 6, noe som gir bunn brønn omkring kote -134. Dette tilsvarer omkring 15 m over tunnel. Stabil vannstand etter boring er oppgitt til ca. 3 m u.t. Energibrønnene kan påvirkes negativt som følge av sprengningsarbeidene (f.eks. ras i borhullene), samt at utgang av injeksjon i borhullene ikke kan utelukkes. Brønnene må derfor påregnes erstattet som følge av mulig negativ påvirkning av anleggsarbeidene.

Det er tillegg registrert én brønn (NGU brønnr. 5767) med ukjent bruk ca. 70 m sørøst for trasé ved ca. pel nr. 3300. Denne har ansett på ca. kote 9, med oppgitt boredyp 137 m, noe som gir bunn borehull på ca. kote -128. Dette tilsvarer omkring 70 m over tunnel. Stabil vannstand etter boring er ikke oppgitt. Det er ingen husstander i området, og brønnen kan være feilplassert i NGUs database.



Figur 14 Plassering av registrerte brønner på Kvitsøy (<http://geo.ngu.no/kart/granada/>) på bakgrunnskart for løsmasser (<http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>); rosa = bart fjell, gråblå = hav-/fjord/strandavsetninger, mørk blå = strandavsetninger. Brønnnummering iht. NGUs brønn database. Nummerering av svakhetssoner iht. Tabell 14.

5.2.3 Setningsproblematikk

En reduksjon i grunnvannsnivå i forhold til det laveste nivå som har vært, kan gi setninger på bygninger, infrastruktur, dersom det er setningsutsatte masser i området.

Det er iflg. NGUs løsmassekart grunnlendt, usammenhengende dekke av hav- og fjordavsetninger og strandavsetninger av liten mektighet (<0,5 m) med hyppige bergblotninger, lokalt større mektigheter (<http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>). Geoteknisk boringer vest og nordvest for Kvitsøy kirke viser opp mot 10 m løsmassemektighet, hvor massene beskrives som sandig, grusig, siltig materiale, sand og silt samt siltig, sandig leire. En del av prøvene inneholder humusholdig materiale. Innhold av leirholdig materiale øker generelt med dybden [15].

5.3 Innlekkasje og tettekrav

Bergoverdekning over tunnelen er en viktig faktor for innlekkasje; ved stor overdekning er det vanligvis få åpne sprekker, samtidig vil stor overdekning tilsi høyt grunnvannstrykk. Erfaring tilsier at tunneler med stor overdekning har et stort grunnvannsreservoar og ofte større totale lekkasjer enn tunneler med liten overdekning. Det største lekkasjene vil således forventes der permeable svakhetssoner med stor mektighet krysser tunnel på store dyp.

Ved å legge til grunn svakhetssoner og mektigheter for disse, slik det fremgår av Tabell 14, samt vanntrykk tilsvarende tunnelnivå under sjø for de aktuelle profilnr. for kryssing av svakhetssoner, kan teoretisk innlekkasje beregnes for ulike permeabilitet ved hjelp av følgende formel [16]:

$$Q = \pi k h \frac{2}{\ln\left(2 \frac{h}{r} - 1\right)}$$

k = hydraulisk ledningsevne (m/s)
h = dyp under grunnvannsspeilet/sjø (m)
r = tunnelradius (m)

Med en slik tilnærming vil eksempelvis en permeabilitet på 1×10^{-6} m/s (tilsv. 10 lugeon, L) gi en teoretisk innlekkasje på ca. 300 l/min ved profil 2048 hvor svakhetszone 5 og 6 (samlet mektighet ca. 25 m) krysser tunnelen på ca. kote -125, mens teoretisk innlekkasje ved profil 1314 (svakhetszone 1 med mektighet 2-3 m) vil gi en teoretisk innlekkasje på ca. 25 l/min med samme antagelse for permeabilitet i svakhetssonen. Det bemerkes at dette er teoretisk innlekkasje under visse idealiserte betingelser, og for de gitte permeabiliteter gitt over. Høyere permeabilitet vil gi høyere estimert innlekkasje under de samme betingelsen.

5.3.1 Begrensning av maks innlekkasje i tunnelen

Begrensning av innlekkasje i tunnelen er vurdert av hensyn til ytre miljø, vannressurser og fare for setninger på bygg og annen infrastruktur. Videre kan en senkning av grunnvannstand i kystnære områder påvirke grensen mellom ferskt og salt grunnvann. Dyp til denne grensen kan forenklet gis som 40x grunnvannstand over havnivå. En grunnvannstand på kote 3 vil således gi denne grensen på kote -120. Tilsvarende vil grensen stige etter samme prinsipp dersom grunnvannstand over sjønivå avtar, f.eks. gjennom pumping av borehull, eller lekkasje til tunnel. Problemstillingen er således kun aktuell der tunnel går under landområder.

Det er kommunal vannforsyning til Kvitsøy, og ev. påvirkning av private brønner vil således ha liten eller ingen påvirkning på drikkevannsforsyning til husstander på øya. Konsekvenser for privat drikkevannsforsyning er derfor ikke vektlagt i videre vurdering av krav til tetthet for tunnelen. Det bemerkes imidlertid at det ved ev. injeksjon ikke kan utelukkes innslag av injeksjonsmasser i energibrønnene 66300 og 66301, nevnt under kap. 5.2.2.

Det er ingen kjente registrerte naturtyper som anses vannkrevende i denne sammenheng. Videre antas det generelt ikke å være setningsømfintlige masser som vil påvirkes av en ev. grunnvannsenkning. Det er påvist noe større løsmassemektinger lokalt vest og nordvest for Kvitsøy kirke. Det er lagt opp til masseutskifting i dette området for å imøtekomme ev. setningsfare ifm. ny veg. Området er i dag registrert som fulldyrka jord (<http://kilden.skogoglandskap.no>) omtrent på kote 2-3, og følger forsenkningen mot NNØ, over svakhetszone 8 (ref. Tabell 14 og Figur 14). Vannhusholdningen for jordbruksarealet antas i all hovedsak å være nedbørsbasert, og det forventes ikke at en ev. forskyving av salt-/ferskvannsgrensen vil påvirke dagens jordbruk.

Oppsummert foreligger ingen kjent informasjon som tilsier behov for begrensning av innlekkasje til tunnel av hensyn til ytre miljø, vannressurser eller setningsfare. Krav til begrensning av innlekkasje settes derfor til 20 l/min per 100 m for hele tunnelen (linje 18000), tilsvarende dimensjonerende vannhåndtering i tunnelen.

6 Vedlegg

Vedlegg 1

Plan og profiltegninger

Detaljtegninger

F-tegninger

Prinsipp for sonderboring og injeksjon

Prinsipp for sikring med sprøytebetongbuer

Tung bergsikring (sålestøp)

Vedlegg 2

Utvalgte kjernelogger og bilder av borkjerner

Vedlegg 3

Vanntapsmålinger

Vedlegg 4

Rambøll seismikkprofiler E02 2015/2016/2017

Vedlegg 5

XRD test

Vedlegg 6

Fri svelling test

Vedlegg 7

Spenningsmålinger: Hydraulisk splitting ved Kvitsøy og Tungenes 2016