

Metodikk for driving og sikring gjennom svakhetssoner ved Rogfast

Jonas Modise Eidesen

Tekniske geofag

Innlevert: juni 2013

Hovedveileder: Bjørn Nilsen, IGB

Medveileder: Ragnhild Øvrevik Slobodinski, Statens vegvesen

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for geologi og bergteknikk



MASTEROPPGAVEN

Kandidatens navn: Jonas M. Eidesen

Oppgavens tittel: Metodikk for driving og sikring gjennom svakhetssoner ved Rogfasttunnelen

English title: Methodology for drill and blast excavation through weakness zones at the Rogfast tunnel

Utfyllende tekst:
1.

Denne masteroppgaven representerer en oppfølging av prosjektarbeid gjennomført høstsemesteret 2012 av samme kandidat, hvor det ble foretatt en sammenstilling og første vurdering av svakhetssoner som Rogfasttunnelen ser ut til å måtte krysse under sjøen. Basert på resultatene fra de utførte forundersøkelsene, tunnallengde ca. 25 km og største dybde ca. 380m under Boknafjorden, er Rogfasttunnelen vurdert som et meget krevende prosjekt. I denne oppgaven skal det foretas en systematisk vurdering og diskusjon av metodikk for konvensjonell driving (boring/sprengning) og sikring gjennom svakhetssoner ved Rogfasttunnelen. Arbeidet skal baseres på rapporter fra forundersøkelser utført på oppdrag av Statens vegvesen, supplert med egne observasjoner av materiale fra kjerneboring mv. Oppgaven skal omfatte:

- Systematisk klassifisering av antatte svakhetssoner langs Rogfast i et relevant antall vanskelighetsgrader, f.eks.: «svært vanskelige», «middels vanskelige», «enklere soner», etc.
- Vurdering og diskusjon av hvilke soner som på grunnlag av registrerte ingeniørgeologiske forhold forventes å være de 5 vanskeligste, og rangering av disse etter vanskelighetsgrad.
- Vurdering og diskusjon av mulige metoder for driving og sikring gjennom de respektive kategorier av soner.
- Vurdering av i hvilken grad frysestabilisering kan være aktuelt for noen av sonene, og diskusjon av gjennomførheten for frysing ved Rogfast basert på sammenligning med relevante eksempler på dette ved tidligere anlegg .
- Estimert av tid og kostnad for aktuelle tiltak for driving og sikring gjennom de vanskeligste sonene.

2. Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Statens vegvesen, Region vest med Ingeiørgeolog Ragnhild Øvrevik Slobodinski som kontaktperson og ekstern medveileder.

Studieretning: Ingeniør- og miljøgeologi

Hovedprofil: Ingeniørgeologi og bergmekanikk

Tidsrom: 14.01.-10.06.2013

Bjørn Nilsen, Professor/hovedveileder

SKJEMAET TAS INN SOM SIDE 1 I MASTEROPPGAVEN
NTNU, 17 januar 2013

(blank side)

Forord

Denne oppgaven er utført ved institutt for geologi og bergteknikk våren 2013. Oppgaven er gjennomført i samarbeid med Statens vegvesen, Region vest med ingeniørgeolog Ragnhild Øvrevik Slobodinski som kontaktperson og ekstern medveileder. Takk til veileder ved NTNU, professor Bjørn Nilsen, for hjelp underveis, utlån av grunnlagsmaterialet og befarings til Stavanger. Takk også til stipendiat Øyvind Dammyr for befarings og tips i ettertid. Til sist en takk til student Hans Christian Gjelsnes for befarings og godt samarbeid i ettertid med utarbeidelsen av kapittel 4.

Trondheim, Juni 2013

Jonas Eidesen

(blank side)

Sammendrag

Rogfast er planlagt bygget fra Randaberg til Vestre Bokn i Rogaland. Tunnelen vil med en lengde på omtrent 25km og 380 m dyp, bli verdens lengste og dypeste undersjøiske tunnel. I denne masteroppgaven gjøres en systematisk vurdering og diskusjon rundt metodikk for konvensjonell driving og sikring gjennom svakhetssonene som tunnelen ser ut til å krysse under sjøen.

For å klassifisere sonene ble de delt i tre vanskelighetsgrader avhengig av seismisk hastighet. I samarbeid med student Hans Christian Gjelsnes ble det gjort en nøye gjennomgang av bergmassekvaliteten ved å sammenstille kjerneboringer og seismiske undersøkelser. Dette resulterte i en korrelasjonsformel mellom Q-verdi og seismisk hastighet for Rogfast. Dermed ble det bestemt Q-verdier og sikringsklasser for de tre vanskelighetsgradene. Videre ble det gjort en vurdering og rangering av de fem antatt vanskeligste områdene langs trase. Ettersom kun to av de fem områdene dekkes av kjerneboringene, har hastighet, mulig bredde, bergoverdekning og sjødyp vært viktig for å vurdere områdenes vanskelighetsgrad. Andel soner med hastighet under 3000 m/s har også spilt inn, ettersom de er antatt vanskeligst.

Basert særlig på erfaringer fra lignende prosjekter og statens vegvesens sikringsklasser er det gitt et eget forslag til metodikk for driving og sikring gjennom de fem antatt vanskeligste områdene. Det foreslås en metode lik den benyttet med suksess i t-forbindelsen med forinjeksjon, forbolter, systematisk bolting, sprøytebetong, armerte buer og korte salvelengder for soner i til og med sikringsklasse V. En gjennomgang av to andre prosjekter hvor frysestabilisering har vært benyttet tyder på at flere av sonene i Rogfast kan være aktuelle for frysing og at dette mest sannsynlig vil være gjennomførbart. Likevel påpekes det at de sikringsmetodene som benyttes i dag trolig vil være tilstrekkelig i de aller fleste situasjoner. Til sist benyttes korrelasjonsformelen til å anslå mengden berg i hver sikringsklasse. Dette kombineres med erfaringer fra lignende prosjekter og det gis et tid og kostnads estimat for driving og sikring gjennom de vanskeligste områdene sett under ett.

Abstract

Rogfast is to be built from Randaberg to Western Bokn in Rogaland. The tunnel will with a length of about 25km and a depth of about 380m, become the world's longest and deepest subsea tunnel. This thesis conducts a systematic review and discussion of the methodology for drill and blast excavation and rock support through weakness zones the tunnel appears to cross beneath the sea.

To classify the zones they were divided into three levels of difficulty depending on their seismic velocity. In collaboration with student Hans Christian Gjelsnes there was made a careful review of the rock mass quality by comparing core drilling and seismic surveys. This resulted in a correlation formula between Q-value and seismic velocity for Rogfast. Thus it was decided Q-values and security classes for the three difficulty levels. Furthermore, an assessment and ranking of the five presumed most difficult areas along the route were made. Core drilling covers only two of the five areas. Therefore velocity, width, rock cover and level below sea have been important for assessing the areas of difficulty. Percentage of zones with speed below 3000 m/s has also played a role, as these zones are thought the most difficult.

Based in particular on the experience of similar projects and NPRA safety classes there is given a separate proposal for a methodology for blasting and support through the five presumed difficult areas. It is proposed a method similar to that used successfully in the t-connection with grouting, spiling, systematic bolting, shotcrete, reinforced arches and short blast rounds for zones to and including safety class V. A review by two other projects where freeze stabilization has been used suggests that a number of zones in Rogfast may be appropriate for freezing and that it most likely will be feasible. Nevertheless, it is pointed out that the rock support measures used today are likely to be sufficient in most situations. Finally, the correlation formula is used to estimate the amount of rock in each security class. This is combined with experience from similar projects, and a time and cost estimate for blasting and support through the most difficult areas as a whole are given.

Innholdsfortegnelse

Forord	III
Sammendrag	V
Abstract	VI
Figurliste	IX
Tabelliste	XIII
1 Introduksjon	1
1.1 Prosjektoppgaven	1
1.2 Formål	2
1.3 Fremgangsmåte og Begrensninger	2
1.4 Regionalgeologi	4
2 Rogfast	7
2.1 Prosjektbeskrivelse	7
2.2 Geologisk Beskrivelse	8
3 Utførte Forundersøkelser	13
3.1 Seismikk	13
3.2 Kjerneboringer	14
3.2.1 Alstein.....	15
3.2.2 Sauholmen	15
3.2.3 Krågøy	16
3.2.4 Hestholmen	17
3.2.5 Krågøy nord.....	18
3.3 Spenningsmålinger	19
3.4 Vanntapsmålinger	19
3.5 Svelltesting	20
3.6 XRD – analyse	21
4 Gjennomgang av bergmassekvalitet	23
4.1 Metodikk for gjennomgang av bergmassekvalitet	23
4.2 Presentasjon av kjerneboringer og seismikk	25
4.2.1 Ingeniørgeologiske kart og profiler	25
4.2.2 Histogrammer	31
4.2.3 Beskrivelse av aktuelle deler av kjerneboringene som kan korreleres med seismisk hastighet.....	37
4.3 Korrelasjon mellom Q-verdi og seismisk Hastighet	44
4.3.1 Diskusjon rundt den empiriske korrelasjonen.....	46
4.3.2 Feilkilder ved sammenligning av seismikk og kjerneboring	49
4.4 Inndeling i vanskelighetsgrad og sikringsklasse	51
4.4.1 De fem antatt vanskeligste områdene.....	52
4.4.2 Andre aktuelle stabilitetsproblemer i områdene	58
4.4.3 Oppsummering og rangering av områdene	63
5 Mulig metodikk for driving og sikring gjennom de ulike kategoriene av svakhetssoner	65
5.1 Sikringsklasser og sikringsmidler	65
5.2 Generell utførelse av driving og sikring gjennom svakhetssoner	69
5.3 Driving og sikring i utvalgte prosjekter	76
5.3.1 T-forbindelsen.....	76
5.3.2 Atlanterhavstunnelen	78

5.4	De fem vanskeligste områdene langs trase.....	79
5.4.1	Forslag til driving og sikring basert på sikringsklasser og tidligere erfaringer	80
5.5	Oppsummering og diskusjon.....	85
6	Vurdering av muligheten for frysestabilisering ved enkelte av sonene ved Rogfast	87
6.1	Grunnleggende om frysestabilisering.....	87
6.2	Prosjekter gjennomført ved hjelp av frysestabilisering.....	93
6.2.1	Hallandsåsen.....	93
6.2.2	Oslofjordtunnelen.....	96
6.3	Vurdering av gjennomførbarheten for frysestabilisering ved Rogfast.....	99
7	Tid og kostnads estimat for driving og sikring gjennom de vanskeligste områdene	103
7.1	Erfaringer og forslag fra andre prosjekter	103
7.1.1	Tunnel på rv.23 Dagslet-Linnes.....	103
7.1.2	Hallandsåsen.....	103
7.1.3	Storhaugtunnelen	103
7.1.4	Frøyatunnelen.....	104
7.1.5	T-baneringen	105
7.2	Estimat for Rogfast	105
7.2.1	Inngangsdata	105
7.2.2	Sikringsmengder og arbeider foran stuff.....	106
7.2.3	Inndrift og kostnader	108
8	Konklusjon.....	112
9	Referanser	114
10	Vedlegg.....	118

Figurliste

Figur 1-1: Geologisk oversiktskart over Norge med atlanterhavstunnelen, t-forbindelsen og rogfast prosjektet inntegnet (NGU, Berggrunnskart 2011)..	4
Figur 2-1: Oversiktskart for Rogfast Prosjektet.....	7
Figur 2-2: Geologisk oversiktskart for Rogfast prosjektet med fargeforklaringer (Holmøy, et al. 2011).	8
Figur 2-3: Forslag til geologiske modeller for strekningen mellom Randaberg og Kvitsøy (Holmøy, et al. 2011).	9
Figur 2-4: Forslag til geologiske modeller for strekningen mellom Kvitsøy og Vestre Bokn (Holmøy, et al. 2011).	11
Figur 3-1: Seismisk hastighetsfordeling for undersjøisk del av Rogfasttunnelen (Eidesen).	14
Figur 3-2: Logget geologi langs kjerneboringene ved Sauholmen. Øverst er opprinnelig hull (Sauholmen A) og under en avgreining (Sauholmen B) (Holmøy, et al. 2011).	16
Figur 3-3: Logget geologi langs kjerneboringene ved Krågøy. Fra topp til bunn i figur illustreres hullene A, B og C.	17
Figur 3-4: Logget geologi langs kjerneboringene ved Hestholmen. Hull A øverst og hull B nederst (Holmøy, et al. 2011).	18
Figur 3-5: Spenningsmålinger nord på Krågøy (Holmøy, et al. 2011).	19
Figur 4-1: Plantegning med seismikk, antatte svakhetssoner (rosa linjer) og påtegnete kjerneborehull gjort ved Hestholmen, Krågøy, Krågøy nord, bergspenningsmåling Krågøy nord og Sauholmen. Modifisert fra (Holmøy, et al. 2011).	26
Figur 4-2: Ingeniørgeologiskprofil påtegnete kjerneboringer ved Hestholmen, Krågøy, Krågøy nord og Sauholmen. Modifisert fra (Holmøy, et al. 2011).	27
Figur 4-3: Plantegning og ingeniørgeologiskprofil for kjerneboring ved Alstein. Modifisert fra (Holmøy, et al. 2011).	28
Figur 4-4: Nærbilde av Hestholmen og Krågøy, og seismiske hastigheter i nærheten. Modifisert fra (Holmøy, et al. 2011).	29
Figur 4-5: Nærbilde av Krågøy nord og bergspenningshullet og seismiske hastigheter. Modifisert fra (Holmøy, et al. 2011).	30

Figur 4-6: Nærbilde av Sauholmen og seismiske hastigheter i nærheten. Modifisert fra (Holmøy, et al. 2011).....	30
Figur 4-7: Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borehullet ved Hestholmen.	32
Figur 4-8: Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borehullet ved Krågøy.	33
Figur 4-9: Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borehullet ved Krågøy nord hull A.....	34
Figur 4-10: Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borehullet ved Krågøy nord hull B.....	35
Figur 4-11: Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borehullet ved Sauholmen A.	36
Figur 4-12: Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borehullet ved Sauholmen B.	37
Figur 4-13: Hesteholmen ved ca.506 m. Leirerik knusningsone, siltig til sandig breksjer (Vegvesen 2011).....	41
Figur 4-14: Krågøy fra 263,7 m til 289.5 m. Oppknust bergmasse, sleppemateriale og leirrike breksjer (NGU 2011).....	42
Figur 4-15: Krågøy Nord hull B (297 m – 306 m). Oppknust bergmasse og sleppematerialet (Vegvesen 2011)	43
Figur 4-16: Sauholmen hull B (667 m – 674 m). Oppknust bergmasse, en seksjon med sand og grus, (Befaring 2013).	43
Figur 4-17: Statistisk regresjon mellom Q-verdi og seismisk hastighet.....	46
Figur 4-18: Skissen til venstre viser en svakhetssone som går mellom to geofoner. Skissen til høyre viser lengden en svakhetssone kan utgjøre på tunnelen...	51
Figur 4-19: Fordeling av antall lavhastighetssoner med tilhørende vanskelighetsgrad over hele trasen.....	52
Figur 4-20: Område 1 med antatt forløp av svakhetssoner.	54
Figur 4-21: Område 2 og 3 med antatt forløp av svakhetssoner.....	56
Figur 4-22: Område 4 og 5 med antatt forløp av svakhetssoner.....	58
Figur 4-23: Korrelasjon mellom bergoverdekning, Q-verdi og skvising. Den lineære linjen representerer hvor en kan få skvising problemer gitt at en har bergoverdekning og Q-verdi (Singh, Jethwa and Dube 1992)	60

Figur 5-1: Hovedprinsippet bak sonderboring og kjerneboring på stuff. Salver på 5,5 m (Vegvesen 2010a).	71
Figur 5-2: Sikringskisse (Vegvesen 2010a).	74
Figur 6-1: Vertikalsnitt av installerte fryserør i løsmasser og berg. Fryseprosessens utbredelse varierer i de ulike materialene og deres varierende termiske konduktivitet (T. Johansson 2009).	89
Figur 6-2: Enaksial trykkstyrke og kohesjon som funksjon av temperatur til venstre, og som funksjon av tid til høyre (Jessberger 1980).	90
Figur 6-3: Øverst i figur 6-3 vises et skjema for grunnfrysning. Nederst i a og b, vises hvordan fryserørene kan installeres både vertikalt og horisontalt med driveretning (Jessberger 1980).	92
Figur 6-4: Tunnelsikring med frysestabiliserende vegg i tunnelens periferi (Jessberger 1980).	92
Figur 6-5: Boring og installasjon av fryserør (Jessberger 1980).	93
Figur 6-6: Vertikalsnitt av Hallandsåstunnelen. NMZ, MBZ og SMZ er de tre store tektoniske sonene langs trase (M. Johansson 2011).	94
Figur 6-7: Metoden for driving gjennom Mølleback sonen (M. Johansson 2011).	95
Figur 6-8: Vertikalsnitt av Oslofjord tunnelen med Hurum sonen i vest, den er nummer to fra venstre markert med svart farge (Andreassen 1999).	96
Figur 6-9: Venstre side viser Hurum sonen og den lavere liggende omløpstunnelen. Høyre side viser et vertikalt snitt av Hurum sonen påtegnet sonens dybde i tunnelen, frostsonen, boreplan, normal- og teoretisk sprengningsprofil (Frindberg 2010) (T. Johansson 2009).	97
Figur 7-1: Sammendrag av antatte verdier for Frøyatunnelen gitt i Nilsen et al, 1997.	104

(blank side)

Tabelliste

Tabell 2-1: Beskrivelse av skyvedekkkene i nærheten av Rogfast tunnelen (Holmøy, et al. 2011).	9
Tabell 2-2: Bergartsfordeling med tilhørende bergartsbeskrivelser (Holmøy, et al. 2011).	12
Tabell 3-1: Klassifisering av Lugeon-verdier (ref).....	20
Tabell 3-2: Testresultater for fri svelling og svelletrykk (Holmøy, et al. 2011).	21
Tabell 3-3: XRD – analyse av mineralinnhold (%-andel) (COWI 2012).	21
Tabell 4-1: Oversikt over karakteristiske trekk ved berget i bor hullene, i de strekkene hvor bergkvaliteten er lav ($Q \leq 1$).	41
Tabell 4-2: Sammenstilling av Q-verdi og seismisk hastighet.	45
Tabell 4-3: Korrelasjon mellom seismisk hastighet og Q-verdi (NGI, 2010).	47
Tabell 4-4: Resultater fra korrelasjon mellom seismiske hastighet og Q-verdi.	47
Tabell 4-5: Klassifisering av Svakhetssoner. Sikringsklasse gitt fra Statens vegvesen sin sikringsklasse for vegtunneler i vegvesen, 2010.	52
Tabell 4-6: Nøkkeldata for område 1.	53
Tabell 4-7: Nøkkeldata for område 2 og 3.	55
Tabell 4-8: Nøkkeldata for område 4 og 5.	57
Tabell 4-9: Nødvendig bergoverdekning og Q-verdi som trengs for at det kan være fare for skvising. Bergoverdekningen er utregnet etter ligningen i figur 25 (Singh Et. al., 1992).	61
Tabell 4-10: Rangering over de antatt 5 vanskeligste områder langs trasen.	64
Tabell 5-1: Statens vegvesen sin sammenheng mellom bergmasseklasser og sikringsklasse (Vegvesen 2010).	67
Tabell 5-2: Veiledende Q-verdier for forsterkning av bergmasse før sprengning (NFF 2008).	72
Tabell 5-3: Sikringsklasser for Karmøy-tunnelen (Hatlenes 2011)	76
Tabell 5-4: Foreslått sikringsmatrise for Rogfast prosjektet.	80
Tabell 5-5: Forinjeksjonsforslag for Rogfast (Holmøy, et al. 2011).	83
Tabell 7-1: Antatt fordeling av sikringsklasser for de fem områdene.	105
Tabell 7-2: Diverse inngangsdata for beregning av sikring, inndrift og kostnader.	106
Tabell 7-3: Beregnede sikringsmengder av bolter, sprøytebetong og buer.	107

Tabell 7-4: Beregnede sikringsmengder av forbolter, sålestøp og full utstøpning..	107
Tabell 7-5: Beregnet mengde kjerneboring, sonderboring og injeksjonsarbeider. Injeksjonsklasser er fra Holmøy et al, 2011.....	108
Tabell 7-6: Beregnet inndrift.....	109
Tabell 7-7: Kostnadsforslag for driving av tunnel gjennom de fem antatt vanskeligste områdene.....	110
Tabell 10-1: Vedleggsoversikt.....	118

1 Introduksjon

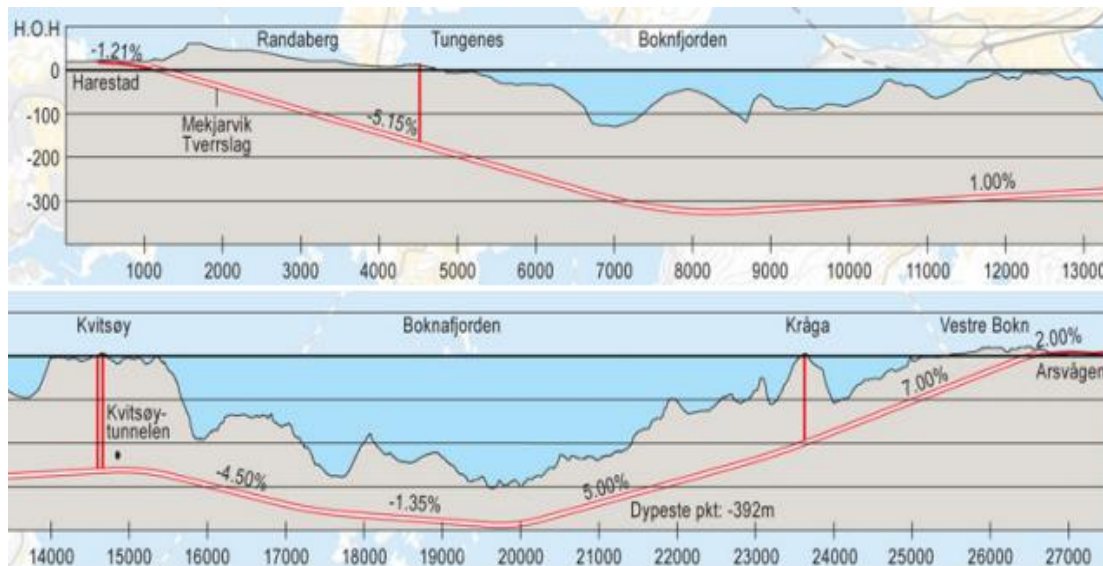
Dette kapittelet er ment å gi en rask innføring i masteroppgavens formål, fremgangsmåte og begrensninger underveis, og regional geologien på Vestlandet. Prosjekt oppgaven, som masteroppgaven er en videreføring av presenteres også.

1.1 Prosjektoppgaven

Høstsemesteret 2012 skrev undertegnede en prosjektoppgave med tittelen: "Ingeniørgeologisk analyse av lavhastighetssoner ved Rogfast". Oppgaven ble skrevet i samarbeid med Statens vegvesen, hvor formålet med oppgaven var å gjøre en sammenstilling og første vurdering av svakhetssoner som Rogfast tunnelen ser ut til å krysse under sjø. Sonene i de allerede ferdigstilte atlanterhavstunnelen og t-forbindelsen ble brukt til sammenligning og diskusjon.

For å gjøre dette ble det hovedsakelig benyttet ingeniørgeologiske kart og profiler fra de geologiske rapportene. Resultatet var tabeller og grafer med nøkkeldata for hver enkelt sone i Rogfast, og de i Atlanterhavstunnelen og t-forbindelsen. Erfaringene i de ferdigstilte prosjektene atlanterhavstunnelen og t-forbindelsen ble så knyttet opp mot de utarbeidede tabellene og grafene. Til slutt ble dette benyttet til å karakterisere lignende soner i Rogfast tunnelen.

Erfaringene fra de to andre tunnelene tilsa at Rogfast vil ligge hovedsakelig i godt og tett berg. Likevel må det krysses soner som kan forårsake problemer, hvor typiske trekk er oppsprukket/leirinfisert berg bestående stort sett av granittisk gneis men og en del grønnstein. Viktigst er det å ikke se seg blind på de laveste seismiske hastighetene, ettersom det gjerne er en kombinasjon av faktorer som er utløsende, ikke bare lav hastighet. Særlig viktig er det å utøve forsiktighet knyttet til lave bergoverdekninger kombinert med spredte vannførende kanaler. Figur 1-1 viser et vertikalprofil av tunnelen, hvor lave bergoverdekninger lett kan identifiseres.



Figur 1-1: Vertikalt profil av Rogfast (Holmøy, et al. 2011).

1.2 Formål

Formålet med masteroppgaven er å gjøre en systematisk vurdering og diskusjon av metode for driving og sikring gjennom svakhetssonene som må krysses. Dette innebærer at sonene kategoriseres etter ulik vanskegrad og at et forslag til driving og sikring gjennom sonene gis for de respektive kategoriene. For å klassifisere sonene var det ønskelig med en befaring for en nøyere gjennomgang av kjerneboringer. Dette skulle være grunnlaget for videre vurdering og diskusjonen av de vanskeligste områdene langs trase, og metodikk for driving og sikring gjennom disse. Til slutt skal det gis et estimat av kostnad og tid knyttet til driving og sikring gjennom sonene basert på erfaringer fra andre prosjekter og foreslått metodikk.

Det ønskes også å gjøre en sammenligning opp mot prosjekter hvor det er benyttet frysestabilisering for å gjøre en vurdering på gjennomførbarheten av dette for noen av rogfasts soner. Sett i lys av rogfasts høye overliggende vannsøyle og store lengde er dette et interessant tema.

1.3 Fremgangsmåte og Begrensninger

I februar 2013 var undertegnede på felles befaring med student Hans Christian Gjelsnes, professor Bjørn Nilsen og stipendiat Øyvind Dammyr. Besøkssted var Statens vegvesens kontorer i Stavanger. Det ble i fellesskap gjort kjernelogging av en del kjerner. Det ble derfor besluttet at kapittel 4 skulle skrives i samarbeid med

student Hans Christian Gjelsnes ettersom befaring og bearbeidelse av data i ettertid var mest hensiktsmessig å gjøre sammen.

Ettersom masteroppgaven er en videreføring av prosjektoppgaven, var kunnskapen om Rogfast relativt stor fra starten av. Det er derfor brukt mye tid på å bearbeide data fra befaring og forundersøkelser knyttet til kjerneboringene, for å kunne gjøre en videre vurdering av rogfasts svakhetssoner. Sonene kategoriseres ved å knytte Q-verdier opp mot enkelte av sonene, for å kunne lage en egen Rogfast korrelasjons formel mellom Q-verdi og seismisk hastighet. Dermed kan hver enkelt sone gis en vanskegrad og sikringsklasse i henhold til Q-verdi. Bergmasse antatt godt, er også tatt høyde for i formelen.

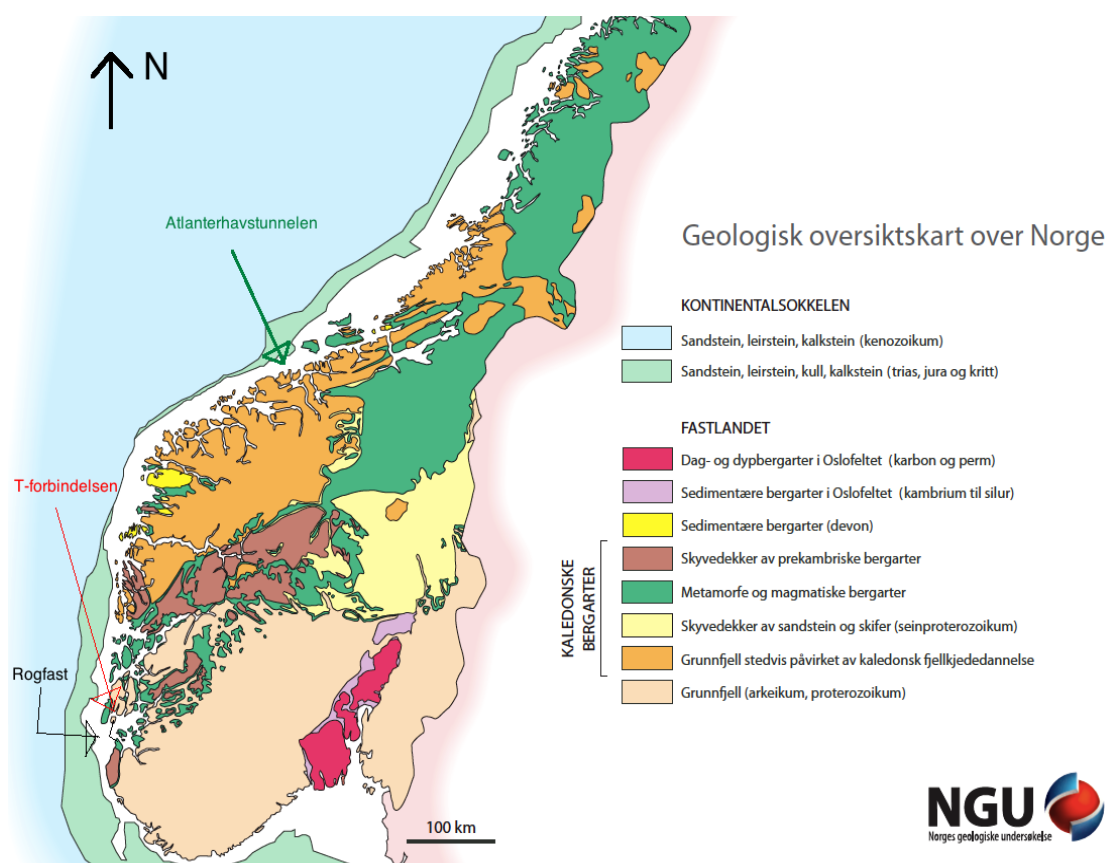
I utarbeidelsen av kapittel 4 er det Q-verdier fastsatt av Statens vegvesen som er benyttet bortsett fra for Sauholmen og Alstein, hvor det er benyttet egne verdier satt på befaring. Grunnen til dette er at vegvesenet hadde satt Q-verdi for hver eneste meter i alle hullene bortsett fra Sauholmen, tatt i betraktning de lange borehullene, har dermed fastsettelsen av Q-verdier for Sauholmen blitt noe grovere enn for de andre hullene.

Arbeidet med metodikk for driving og sikring er basert på korrelasjonsformelen som gir en Q-verdi til både bergmasse og svakhetssoner. Dermed er det gjort en vurdering på mengde berg i hver enkelt sikringsklasse og derav et forslag til mengde sikring. Erfaringer og forslag fra andre prosjekter gjør dermed at et tid og kostnads estimat har vært mulig å gjennomføre.

Grunnlagsmaterialet har vært rapporter fra Statens vegvesens forundersøkelser supplert med egne observasjoner av kjerneboringer på befaring ved vegvesenets kontorer i Stavanger. Forundersøkelsene gjennomgås i kapittel 3 og baseres på geologisk rapport for Rogfast gitt i Holmøy et al, 2011. Det er også benyttet en god del artikler, håndbøker og normaler i det videre arbeidet med drive og sikrings metodologi, vurdering av frysestabilisering og tid og kostnads estimatet.

1.4 Regionalgeologi

Geologien i Norge er preget av den kaledonske fjellkjededannelsen, og den gjenfinnes helt fra Finnmark til Stavanger regionen. Dette, og tidligere fjellkjededannelser, har ført til omfattende metamorfose av Norges berggrunn (UIO 2010).



Figur 1-2: Geologisk oversiktskart over Norge med atlantehavstunnelen, t-forbindelsen og Rogfast prosjektet inntegnet (NGU, Berggrunnskart 2011).

På Sør-Vestlandet dominerer prekambrisk grunnfjell (beige) som er rester etter fjellkjeder fra urtiden, og metamorfe og magmatiske bergarter (grønn) som er dannet som en følge av den kaledonske fjellkjedefoldingen. På Nord-Vestlandet er de dominerende bergartene prekambrisk grunnfjell som stedvis er påvirket av den kaledonske fjellkjededannelsen (oransje). Dette kan ses i figur 1-2 som viser Atlantehavstunnelen, t-forbindelsen og Rogfast prosjektet inntegnet i et geologisk oversiktskart over Norge.

Typiske grunnfjellsbergarter er gneis og granitt, samtidig er bergarter som amfibolitt og sandsteiner også vanlige (Nilsen and Broch 2009). De kaledonske bergartene varierer kraftig, ettersom de består av flere skyveflak med ulikt opphav, i tillegg til magmatiske bergarter som har trengt seg inn i mellom lagene under fjellkjededannelse. Typiske kaledonske bergarter er grønnstein, sandstein, fyllitt, skifre, granitt og gabbro (UIO 2010).

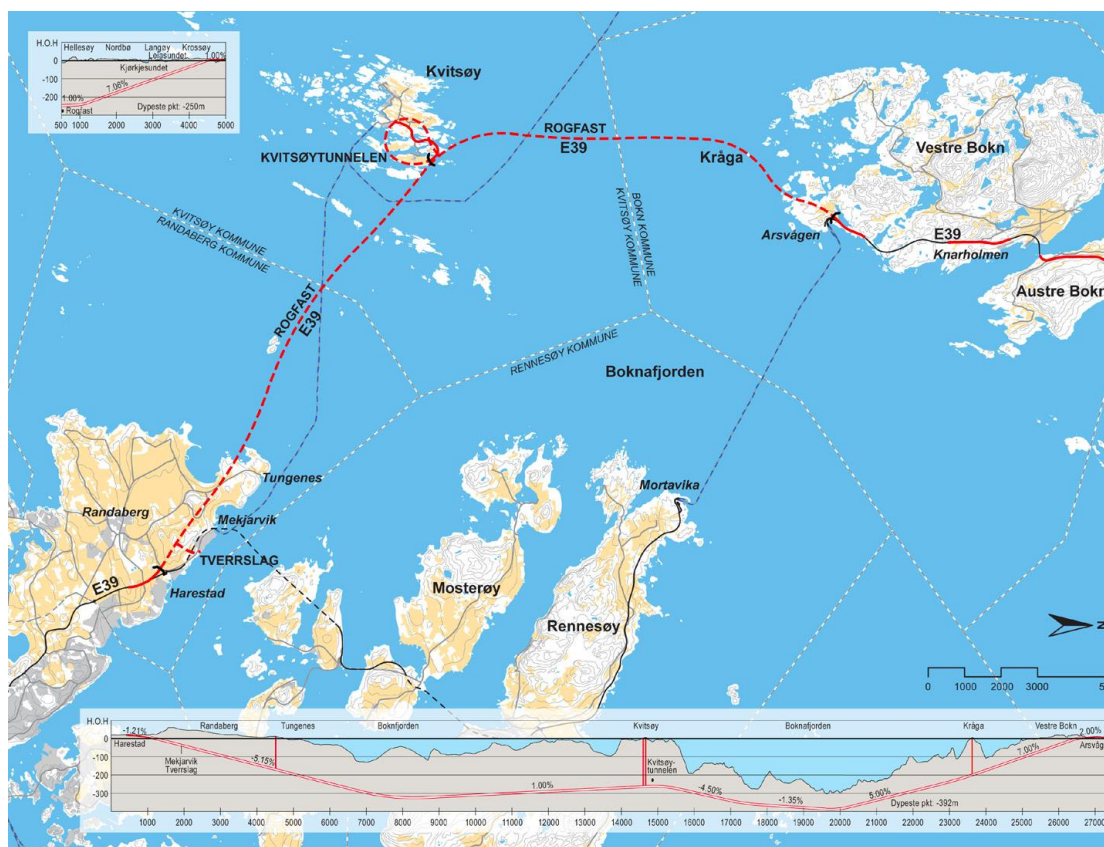
(blank side)

2 Rogfast

Dette kapittelet gir en prosjektbeskrivelse av Rogfast, i tillegg til en geologisk beskrivelse av området med hovedvekt på geologisk rapport (Holmøy, et al. 2011).

2.1 Prosjektbeskrivelse

I dag krysses Boknafjorden i Rogaland som regel ved å kjøre Rennfast, for så å ta ferge fra Rennesøy til Arsvågen (svart linje figur 2-1). Dette innebærer to ett løps undersjøiske tunneler. Trafikkveksten på strekningen har vært meget sterk siden åpningen, og en anser gjellende standard til og være for svak med tanke på forventet trafikkvekst i årene som kommer. E39 Rogfast er en del av E39 Kyststamvegen som er en plan for å effektiv utvikle vegsystemet på Vestlandet. En fergefri kryssing av Boknafjorden vil redusere reisetiden, samtidig som fremkommeligheten bedres og en får døgnåpen kryssing av fjorden (Vegvesen 2012).



Figur 2-1: Oversiktskart for Rogfast Prosjektet.

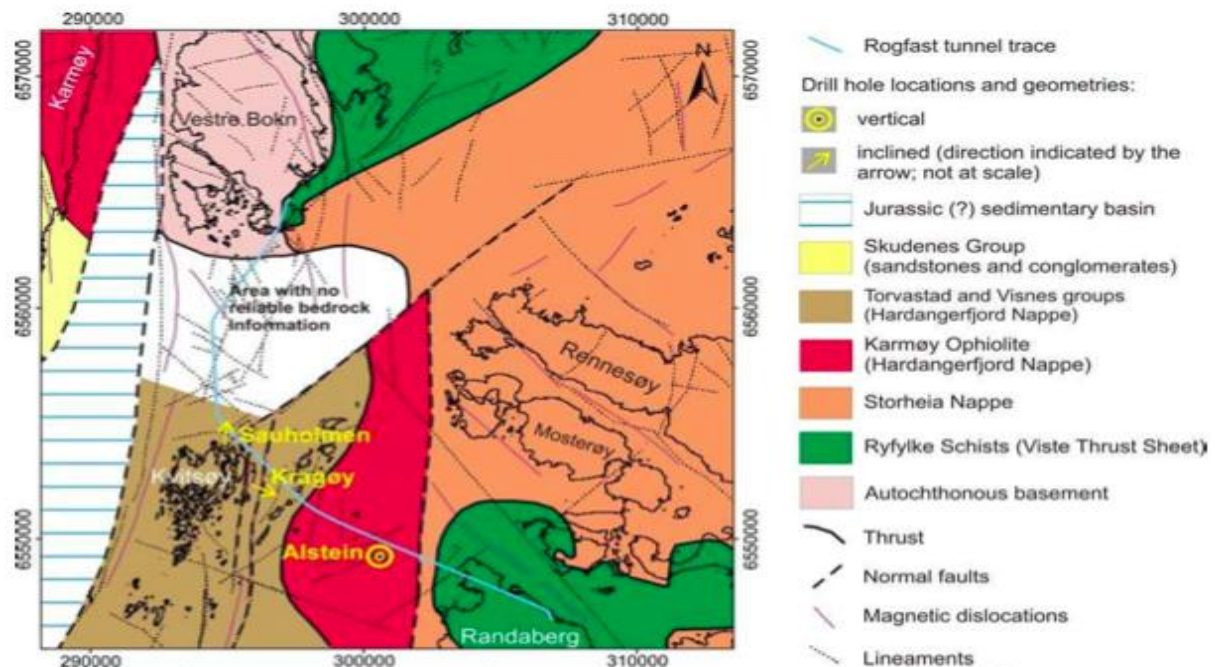
Den undersjøiske tunnelen vil gå fra Harestad i Randberg kommune til Arsvågen i Bokn kommune (rød linje figur 2-1). I tillegg skal det drives en avgreining til Kvitsøy på ca. 3.9km. Hovedtunnelen blir en ca. 25,5 km lang to løps undersjøisk tunnel, med

to kjørefelt i hvert løp. Den vil nå en dybde på rundt 385 m.u.h. noe som gjør den til verdens lengste og dypeste undersjøiske tunnel (Holmøy, et al. 2011).

For øyeblikket anslås prisen å ligg på 8 mrd.kr, et sikrere anslag er under utarbeidelse. Tidligste mulige byggestart er i 2015 med en byggetid på 7 år, men komplisert geologi kan forlenge byggetiden (Vegvesen 2012).

2.2 Geologisk Beskrivelse

Det geologiske oversiktskartet over Norge i figur 1-2 viser at Rogfast tunnelen ligger i et området preget av den kaledonske fjellkjededannelsen, hvor flere skyveflak har blitt skjøvet over det prekambriske grunnfjellet. Geologisk oversiktskart for området i figur 2-2 bekrefter dette og forteller om en geologi som er kompleks, og ukjent i et 10km langt område nord for Kvitsøy (Holmøy, et al. 2011).

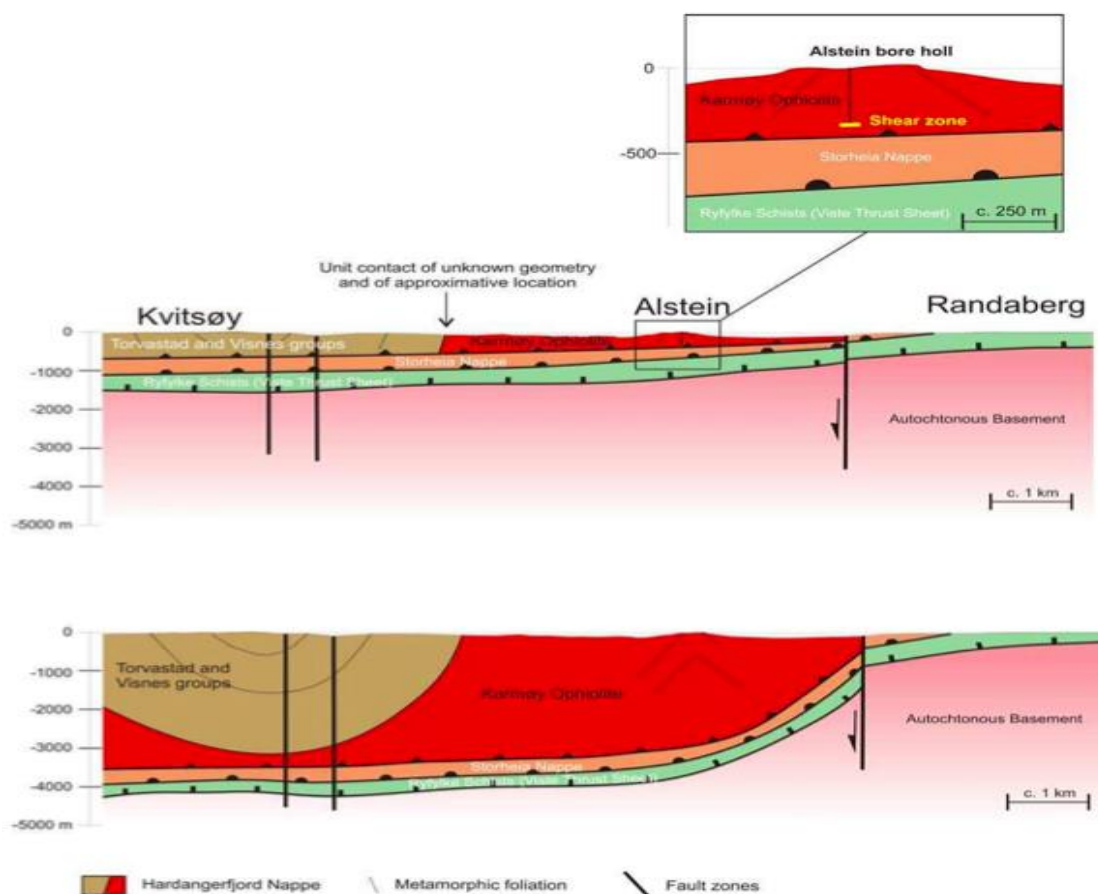


Figur 2-2: Geologisk oversiktskart for Rogfast prosjektet med fargeforklaringer (Holmøy, et al. 2011).

Tabell 2-1 gir en oversikt over de ulike skyvedekkene i nærheten av Rogfast tunnelen.

Hårdangerfjord dekke	Torvastad og Visnes gruppe	Midtre til øvre ordovicium – overflatebergart som ligger over Karmøy ofiolitten – består av grønnstein/skifer, putelava, lavabergarter, tuff, svartskifer og diabasganger
	Karmøy ofiolitt	Nedre ordovicium – nedre ordovicium – gabbro – intrusiv, mafisk og ultramafisk bergart
Storheia og Boknafjorden dekke		Proterozoisk granittisk gneis, amfibolitt og glimmerskifer med noen linser med marmor
Viste forkastningsdekke		Kambrium – ordovicium – kvartsrik Ryfylke skifer (fyllitt og glimmerskifer)
Prekambrisk grunnfjell (stedegent)		Granittisk til diorittisk gneis med noen kroppor med gabbro – dekket med et tynt fyllittlag fra kambro-silur

Tabell 2-1: Beskrivelse av skyvedekkene i nærheten av Rogfast tunnelen (Holmøy, et al. 2011).

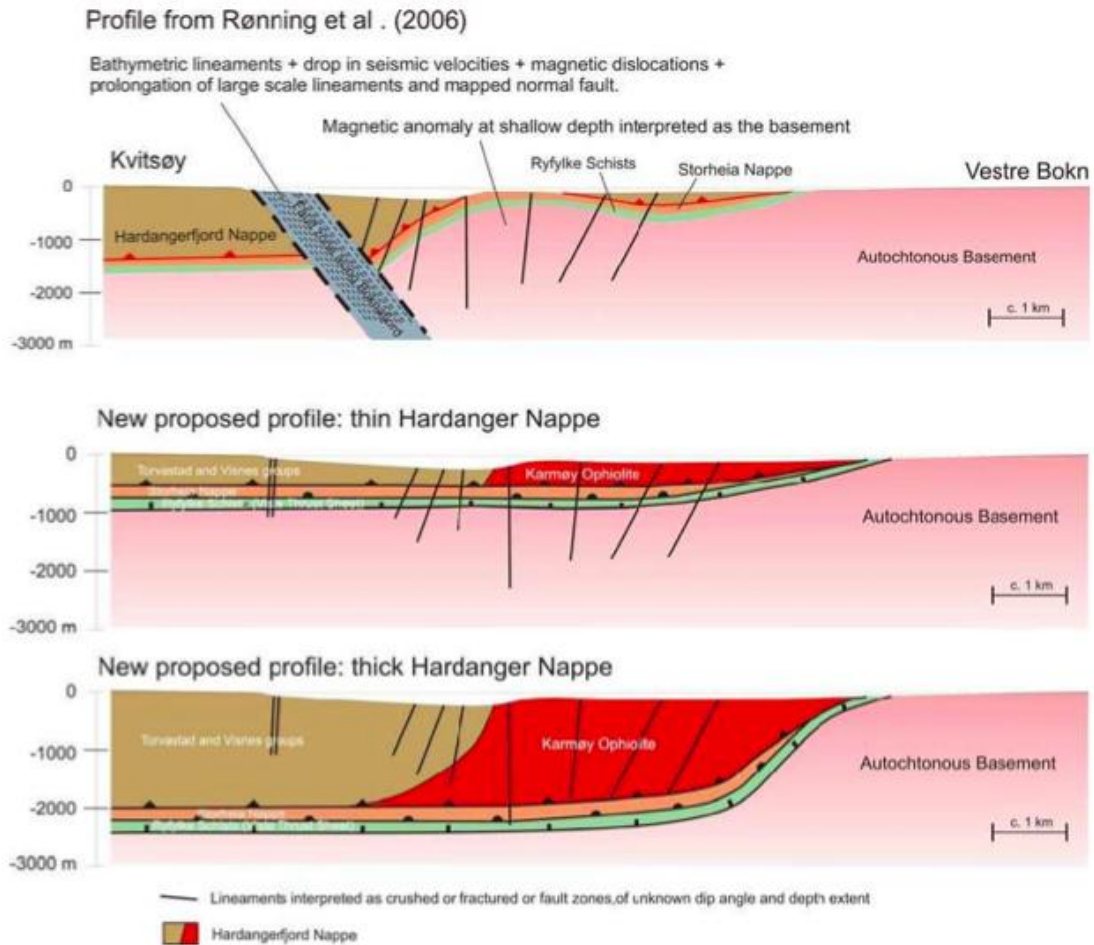


Figur 2-3: Forslag til geologiske modeller for strekningen mellom Randaberg og Kvitsøy (Holmøy, et al. 2011).

Geologisk kart i figur 2-2 viser at ved det sørlige påhugget på Randaberg er Ryfylke skifer (Viste forkastningsdekke) dominerende, som består av fyllitt og glimmerskifer. I området mellom Randaberg og Kvitsøy er det et lite område med bergarter fra Storheia dekket. Disse er i hovedsak granittisk gneis, amfibolitt og glimmerskifer. Deretter går det over i Karmøy ofiolitten (Hardangerfjord dekke) som i hovedsak består av gabbroide bergarter. På Kvitsøy dominerer grønnstein og grønnskifer (Torvastad og Visnes gruppe) inkludert en del andre bergarter som vist i tabell 2-1.

Langs trase mellom Kvitsøy og Vestre Bokn er geologien som nevnt svært usikker, og helt ukjent i et strekk på ca. 10 km. Det som kan sies er at det en viss distanse nord fra Kvitsøy vil fortsette innen Torvastad og Visnes gruppen helt til geologien blir ukjent. Like før påhugget ved Vestre Bokn viser figur 2-2 at området består av tre geologiske enheter. Fra øst mot vest finner en Storheia dekke, som går over i Ryfylke skifer (fyllitt) for så å ende opp i prekambrisk grunnfjell (granittisk og diorittisk gneis).

Figur 2-3 viser to forslag til mulig geologisk modell for strekningen Randaberg – Kvitsøy. Modellene vitner om en del usikkerhet knyttet til tykkelsen til skyvedekkene og bergartsgrensens plassering. Seismikk har avdekket en forkastning like utenfor Tungenes (pl. 6300) som markerer overgangen mellom Ryfylke skiferen og Storheiadekke/Karmøy ofiolitten. Den åpenbare forskjellen mellom de to forslagene i figur 2-3 er tykkelsen på Hardangerfjord dekke. Kjerneboring fra Alstein har gitt indikasjoner på at modellen øverst i figuren vil være nærmest virkeligheten, ettersom det ble funnet granittisk og mafisk bergart nederst i bor kjernen. Dette vil medføre at tunnelen kan komme inn i Storheiadekke etter forkastningen, før den går inn i Karmøy ofiolitten. Til slutt vil en komme over i Torvastad og Visnes gruppen i nærheten av Kvitsøy. Denne siste bergartsgrensen er ukjent både med tanke på plassering og karakter.



Figur 2-4: Forslag til geologiske modeller for strekningen mellom Kvitsøy og Vestre Bokn (Holmøy, et al. 2011).

Kjerneboringer fra Hestholmen og Krågøy har påvist NS-gående knusningssoner like øst for Kvitsøy (Holmøy, et al. 2011).

Figur 2-4 viser tre mulige geologiske modeller for strekningen Kvitsøy til Vestre Bokn. Området har som nevnt en svært usikker geologi, hvor tykkelsen på Hardangerfjord dekke og grensen innad dette dekke, samt en mulig opp buling av grunnfjellet vil kunne gi sterk forskjell i bergartsfordelingen langs tunnel traseen. Figurene viser også relativt flate grenser mellom skyvedekkene hvor en kan forvente oppsprukket berg. Usikkerheten knyttet til geologien gjør at en står i fare for at tunnelen kommer til å følge grensene over lengre strekk eller gjentatte kryssninger av grensene.

Profil fra - til		Lengde i m	Bergart I	Bergart II	Bergart III	Bergart IV	Bergart V
1 110	6 500	5 390	5 390				
6 500	7 000	500				500	
7 000	14 000	7 000		7 000			
14 000	18 500	4 500			4 500		
18 500	24 500	6 000		6 000			
24 500	25 000	500				500	
25 000	25 500	500	500				
25 500	26 530	1 030					1 030
SUM i m		25 420	5 890	13 000	4 500	1 000	1 030
		% av tot. lengde	23	51	18	4	4

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

Tabell 2-2: Bergartsfordeling med tilhørende bergartsbeskrivelser (Holmøy, et al. 2011).

Flere undersøkelser har vært med på å avdekke at det trolig finnes en svakhetssone like nord for Kvitsøy, som vist øverst i figur 2-4, og at en i dette tilfellet risikerer og krysse grensen mellom grunnfjell og skyvedekker opptil tre ganger. SINTEF har valgt å ta utgangspunkt i den midterste modellen i figur 2-4, som gir bergartsfordelingen gitt i tabell 2-2. Tabellen viser at det er estimert at 69% av tunnelen vil ligge i ofiolitten, 23% i Ryfylke skifer, og 8% i Storheia/Boknafjord dekket og grunnfjellsgneisen.

3 Utførte Forundersøkelser

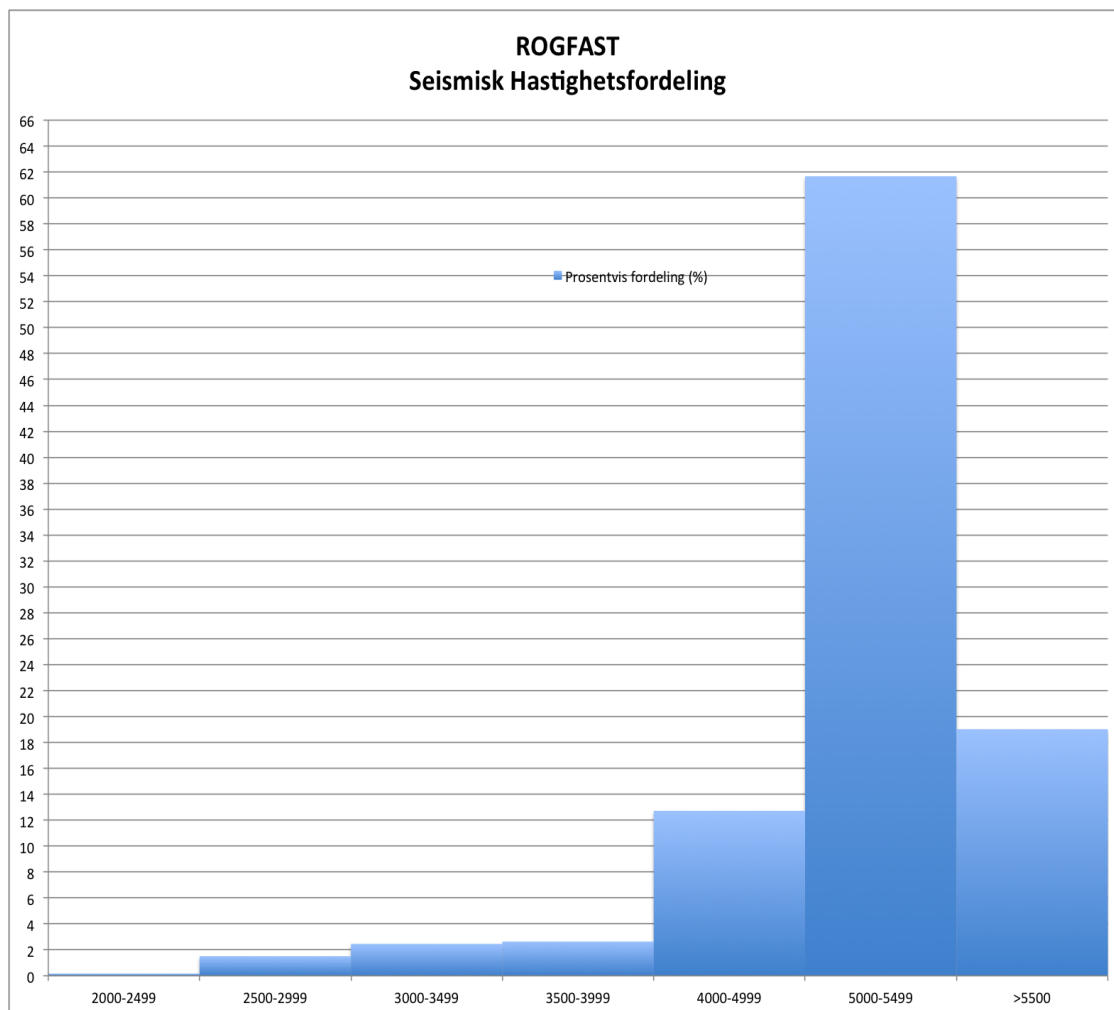
I denne oppgaven skal det utføres en systematisk vurdering av metodikk for driving og sikring gjennom svakhetssonene som Rogfast tunnelen ser ut til å krysse. Utgangspunktet for denne diskusjonen er forundersøkelsene som er utført på oppdrag fra Statens vegvesen. Dette kapitlet gir en oversikt over de forundersøkelsene som danner grunnlaget for arbeidet i denne oppgaven. Dataene fra forundersøkelsene er hovedsakelig hentet fra geologisk rapport for Rogfast (Holmøy, et al. 2011).

3.1 Seismikk

Siden de første undersøkelsene ble gjort i 2000 er det skutt seismikk i fire nye omganger, senest i 2012. Dette innebærer både akustisk profilering og refraksjonsseismikk. Oversikt over skutt seismikk kan ses i sin helhet i vedlegg 1, og i mindre seksjoner påtegnet projiserte kjerneboringer i figurene 4-1 til og med 4-6 i kapittel 4.2.1.

Totalt er det utført ca. 280 km akustisk profilering og ca. 52 km refraksjonsseismikk. Dette er altså et prosjekt som er ansett som grundig undersøkt i forhold til tidligere prosjekter. Refraksjonsseismikken er hovedsakelig utført for å kontrollere tolkninger fra akustikken og for å komplementere undersøkelsene ved kartlegging av løsmassetykkelse og fjellkvalitet i særlig utvalgte områder. Særlig utvalgte områder vil stort sett innebære deler av trase tilknyttet dyprenne lignende havbunnstopografi, for eksempel som i figurene i kapittel 4.2.1 nevnt ovenfor (Holmøy, et al. 2011).

Det er registrert flere lavhastighetssoner langs traseen, i alt 68 stk som oppsummert i vedlegg 4. Tabellene (vedlegg 4) som ble utarbeidet i arbeidet med prosjekt oppgaven (Eidesen) inneholder også annen definerende informasjon om hver enkelt sone, som blant annet bergoverdekking og Q-verdi. Figur 3-1 viser at bergmassen generelt har relativt høye seismiske hastigheter, som tyder på god kvalitet. 93,5% av hastighetene er målt over 4000 m/s, hvorav mesteparten av dette ligger over 5000 m/s. Området nord for Kvitsøy utmerker seg ved å ha omtrent alle sonene med hastighet under 3000 m/s (i alt 17 stk.) og de laveste bergoverdekningene.



Figur 3-1: Seismisk hastighetsfordeling for undersjøisk del av Rogfasttunnelen (Eidesen).

3.2 Kjerneboringer

Kapittel 4 gir en nøye gjennomgang av kjerneboringene og bearbeidelse av disse for å kunne sette en vanskegrad og sikringsklasse på svakhetssonene ved hjelp av en egen Rogfast-korrelasjon mellom Q-verdi og seismisk hastighet. I dette kapitlet vil det derfor kun gis en kjapp oversikt over hva som ble funnet ut ifølge geologisk rapport for Rogfast (Holmøy, et al. 2011).

Det er utført kjerneboringer fem steder i området. Disse er Alstein, Hestholmen, Krågøy, Krågøy nord og Sauholmen. Alstein er ei lita øy omtrent midt mellom Randaberg og Kvitsøy, mens de fire andre boringene er gjort på små øyer tilknyttet Kvitsøy (se figur 4-1). Figuren viser kjerneboringenes posisjon og forløp.

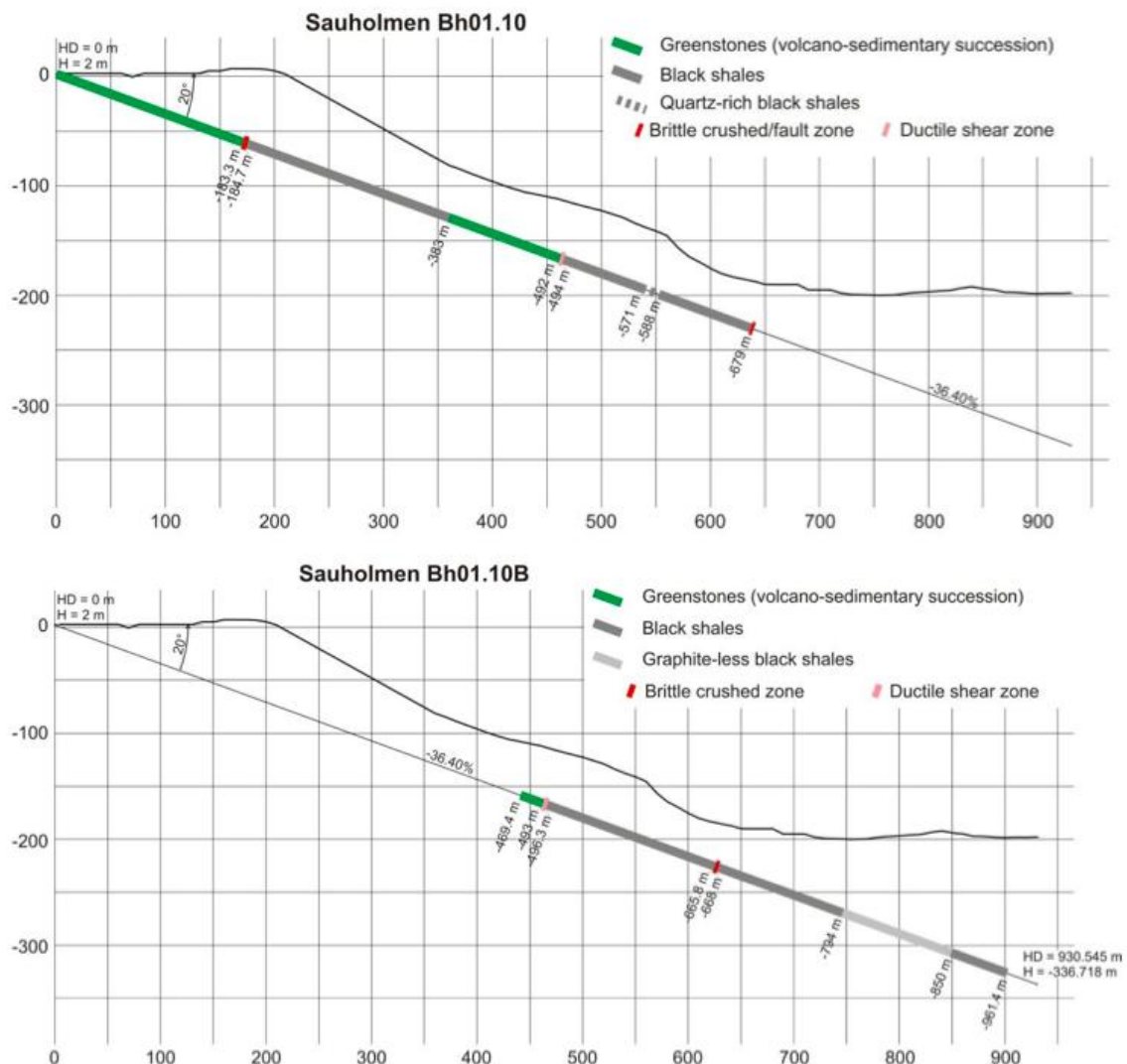
3.2.1 Alstein

Alstein er boret vertikalt 301 m. Stort sett ble det truffet godt berg, uten innslag av større soner eller geologi som vil representere problemer. Hele hullet består av gabbro, bortsett fra de siste 20 meterne hvor en treffer på granittisk berg. Dette representerer muligens en grense mellom Karmøy ofiolitten og Storheiadekket som vist i figur 2-3 (Holmøy, et al. 2011). Tabell 4-1 gir en nøyere beskrivelse av borehullet.

3.2.2 Sauholmen

Figur 3-2 viser et geologisk profil for borehullene, hvor trenden er en god mikse mellom grønnstein og ulike svartskifre. En del knusningssoner/skjærsoner er markert på figuren.

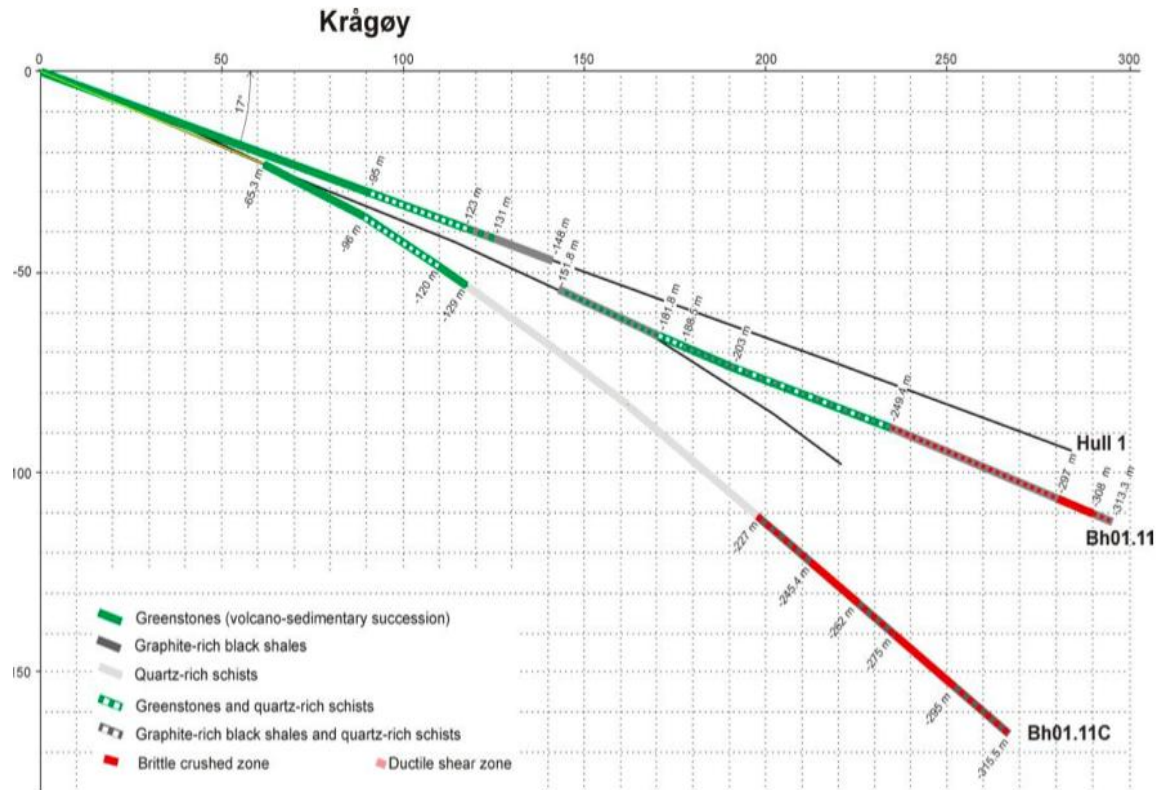
Hull A ble boret til 679 m hvor det traff på en sand sleppe med tilstrekkelig vanntrykk til at boringen måtte avsluttes. En avgreining (Sauholmen B) ble boret og denne nådde 961 m dyp uten nevneverdige problemer. Fra dybde 492 m er varianter av svartskifer dominerende ved Sauholmen (Holmøy, et al. 2011).



Figur 3-2: Logget geologi langs kjerneboringene ved Sauholmen. Øverst er opprinnelig hull (Sauholmen A) og under en avgreining (Sauholmen B) (Holmøy, et al. 2011).

3.2.3 Krågøy

Ved Krågøy ble det i tillegg til opprinnelig hull (A) boret to ekstra avgreininger (B og C). Grunnen til dette var at boringene måtte stoppes på grunn av hull kollaps. Sonen treffes først ved ca. 250 m dyp og ved 313 m er sonen ennå ikke krysset når hullet kollapse. En prøver å bore dypere, men de samme problemene gjør at en aldri kommer gjennom sonen. Dermed er mektigheten ukjent, men en vet at den er minimum 65 m bred. Materialet i sonen varierer fra svært tett oppsprukket til helt nedknust og sandig. Alle boringene traff den samme svakhetssonen som er antatt å være en knusningszone like øst for Kvitsøy (Holmøy, et al. 2011).

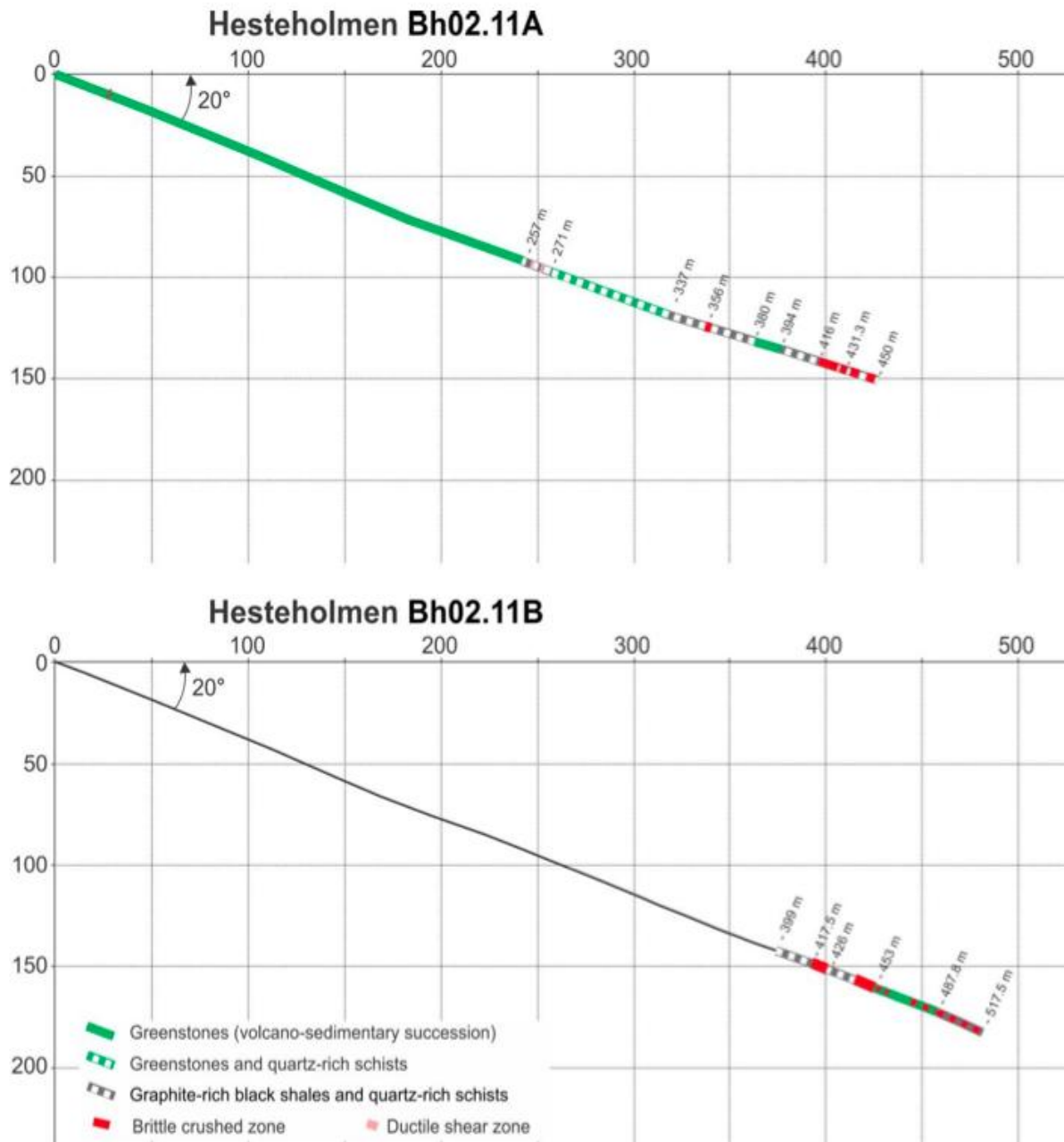


Figur 3-3: Logget geologi langs kjerneboringene ved Krågøy. Fra topp til bunn i figuren illustreres hullene A, B og C.

3.2.4 Hestholmen

Hestholmen ligger like sør for Kvitsøy og det er boret tre hull her, hvorav kun hull A og B er illustrert i figur 3-4. Alle hullene er boret i omtrent samme retning som de ved Krågøy for å se om en kunne påtreffe den samme svakhetssonen. Høyst sannsynlig har dette skjedd ved ca. 500 m dyp, hvor avgreininger har blitt boret to ganger (hull B og C) grunnet veldig dårlig bergkvalitet.

Ned til rundt 250 m dyp er det grønnstein av god kvalitet, videre er det noe vekslende med både høy og ganske lav kvalitet. Fra 400 m blir det gradvis dårligere før en like før 500 m dyp trolig påtreffer svakhetssonen. Heller ikke nå makter en å bore gjennom sonen, som her er minst 30 m bred (Holmøy, et al. 2011).



Figur 3-4: Logget geologi langs kjerneboringene ved Hestholmen. Hull A øverst og hull B nederst (Holmøy, et al. 2011).

3.2.5 Krågøy nord

Ved Krågøy nord ble det boret to hull, hvor hull A ble avsluttet etter 345 m mens hull B ved 373 m. Målet med boringene var å komme gjennom sonen øst for Kvitsøy som boringene ved Krågøy og Hestholmen ikke maktet å komme igjennom. I begge tilfellene kom en gjennom sonen, men opplevde kollaps ved ca. 200 m dyp. Fra ca. 160 m er det gjennomgående påtruffet dårlig berg, med enkelte partier av bedre kvalitet. Sonen antas å være omtrent 60 m bred med varierende mektighet og

kvalitet. For et bedre bilde av kvaliteten henvises til histogrammene i figur 4-9 og 4-10 og bilder (fig 4-15) (Holmøy, et al. 2011). Nøyere beskrivelse av borehullet gis i tabell 4-1.

3.3 Spenningsmålinger

Det er utført spenningsmålinger i et hull like ved Krågøy nord hullet (BS i figur 4-1). Målingene er gjort ved to nivåer, 75 m og 198 m dyp. Problemer med arbeidet gav svært usikre resultater, ± 3 MPa (Holmøy, et al. 2011).

- › Ved 75 m var $\sigma_1 = 2,9$ MPa (subvertikalt 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 (subvertikalt 74°), $\sigma_2 = 11,1$ MPa (N73°Ø) og $\sigma_3 = 4,3$ MPa (N164°Ø)

Figur 3-5: Spenningsmålinger nord på Krågøy (Holmøy, et al. 2011).

Ved 75 m dyp er største hovedspenning 0,9 MPa høyere en det teoretisk utregnet fra overliggende bergmasse og vertikalt rettet. Horisontalt tyder det på strekkspenninger, ettersom minste hovedspenning er negativ.

På 198 m dyp er største hovedspenning ennå vertikal og nå oppe i 12,1 MPa. Sammenlignet med teoretisk spenning fra overliggende bergmasse på 5,3 MPa er det høyt, men et mulig utfall av den kompliserte geologien som er beskrevet i kapittel 2.2. De horisontale spenningene er her en del høyere, men den høye usikkerheten betyr at tallet like godt kan være 3 MPa lavere enn målt. Dermed er det viktig å være oppmerksom på at lav innspenning under driving kan forekomme (Holmøy, et al. 2011).

3.4 Vanntapsmålinger

Det er gjort vanntapsmålinger i alle de fem borehullene (Alstein, Hestholmen, Krågøy, Krågøy nord og Sauholmen). Vanntapsmålingene er gjort for hver femte meter og er hentet fra Holmøy et. Al, 2011.

Lugeonverdi [l/(min,m)]	Klassifisering	Sprekkeforhold i bergmasse
<1	Veldig lavt	Veldig tett
1-5	Lavt	Tett
5-15	Moderat	Noen delvis åpne
15-50	Medium	Noen åpne
50-100	Høyt	Mange åpne
>100	Svært høyt	Åpne tett oppsprukket eller porer

Tabell 3-1: Klassifisering av Lugeon-verdier (COWI 2012).

I Alstein hullet er vanntapet størst de øverste 100 meterne (<0,93 Lugeon), og ligger nede mot null de resterende 200 meterne.

For Sauholmen er det målt vanntap fra 112 m til 680 m (0- 5,17 Lugeon) i det opprinnelige hullet. Innlekkasjene er hovedsakelig ned til 405 m, videre mot dypet er det stort sett tett. I B-hullet er det målt fra 477 m til bunnen av hullet ved 961 m. B-hullet viser nesten utelukkende null vanntap, bortsett fra noen enkelt punkter ned mot 600 m.

Ved Krågøy er det gjort målinger i A, B og C-hullet. Målingene er gjort fra 57 m til bunnen av hullet på 315,5 m. I alle tre tilfellene er det lave verdier (<0,46 Lugeon) for innlekkasje helt ned til rundt 270 m, hvorfra vanntapet øker en del mot dypet (<1.35 Lugeon).

Vanntapsmålingene ved Hestholmen er gjort i A, B og C-hullet. De tre hullene sett under ett, gir målinger fra 100 m til 514 m. Det viser seg at innlekkasjen er lav øverst (<1,09 Lugeon). Mellom 400 m og 500 m og videre mot dypet måles det noe høyere verdier (<1,76 Lugeon).

Ved Krågøy nord er det også målt i begge hull, dette innebærer fra ca. 100 m til 370 m dyp. De målte verdiene for vanntap er lave for hele strekket (<0,89 Lugeon).

3.5 Svelltesting

Tabell 3-2 viser resultater fra testing av fri svelling og svelletrykk på to dybder i Sauholmen A og ett i Sauholmen B. Disse karakteriseres alle som middels aktiv . Ved Krågøy er det gjort to tester i C-hullet, og de klassifiseres som meget aktive.

Borhull	Andel materiale <20µm (%)	Fri svelling (%)	Svelletrykk (MPa)
Sauholmen Hull A 184 m	6	126(Middels aktiv)	0,27 (aktiv/inaktiv)
Sauholmen Hull A 533 m	1	126(Middels aktiv)	For lite prøvemateriale
Sauhaolmen Hull B 558 m	3	127 (Middels aktiv)	For lite prøvemateriale
Krågøy Hull C 285 m	21	163 (Meget aktiv)	0,28 (aktiv/inaktiv)
Krågøy Hull C 294,5m	10	166 (Meget aktiv)	0,28 (aktiv/inaktiv)

Tabell 3-2: Testresultater for fri svelling og svelletrykk (Holmøy, et al. 2011).

3.6 XRD – analyse

Resultatene fra XRD-analysen stemmer ganske bra med det en har observert i tynnslipene. Unntaket er metagabbroen fra Alstein, hvor studier av tynnslip og håndstykker tyder på at andelen plagioklas er for høy og andelen amfibol for lav i tabell 3-3 (COWI 2012).

Prøvested	Randaberg	Alstein	Kvitsøy	Vestre Bokn
Bergart, prøve	Fyllitt, R1	Metagabbro, A1	Grønnstein, K1	Granittisk gneis, B1
Kvarts	47	10	-	14
Plagioklas	18	70	34	34
Kalifeltspat	5	-	8	46
Glimmer	19	4	-	4
Kloritt	11	1	16	-
Kalsitt	-	1	9	-
Epidot	-	8	21	2
Amfibol	-	6	11	-
Sum	100	100	100	100

Tabell 3-3: XRD – analyse av mineralinnhold (%-andel) (COWI 2012).

(blank side)

4 Gjennomgang av bergmassekvalitet

Dette kapittelet er som nevnt skrevet i samarbeid mellom masterstudentene Hans Christian Gjelsnes og Jonas Eidesen. Innledningsvis er en beskrivelse av metoden bak arbeidet som er utført. Deretter presenteres arbeidet med kjerneboringene og de resultatene det har gitt. Videre benyttes resultatene til å gjøre en egen korrelasjon mellom Q-verdi og seismisk hastighet for Rogfast. Deretter gis en klassifisering av alle sonene ved inndeling i tre ulike vanskelighetsgrader og tilhørende sikringsklasse. Til slutt gjøres en vurdering av de fem vanskeligste områdene.

4.1 Metodikk for gjennomgang av bergmassekvalitet

Formålet er å knytte kjerneboringene opp mot nærliggende seismiske hastigheter, for å klassifisere lavhastighetssoner som ikke er undersøkt med kjerneboringer. Dette gjøres ved å sammenligne Q-verdier fra kjerneboringene med registrerte nærliggende seismiske lavhastighetssoner. Videre benyttes dette til å lage en egen Rogfast-korrelasjon mellom Q-verdi og seismisk hastighet.

For å lage en egen korrelasjon mellom Q-verdier og seismiske hastigheter for Rogfast, ble tabell 4-1 laget. Tabellen gir en oversikt over hvilket og hvor i borehullet det er dårlig bergkvalitet ($Q \leq 1$), samtidig som det gis en kort beskrivelse av bergmassens karakter. Plantegningene og profilene, figur 4-1, 4-2, 4-3, 4-4, 4-5 og 4-6, gir et bilde på kjerneboringenes plassering i forhold til trase og seismikk. Borehullene er påtegnet etter slik de er avbildet i den geologiske rapporten for Rogfast (Holmøy, et al. 2011). Videre har disse blitt projisert vinkelrett inn på trasen for å kunne tegne inn borehullene i profiltegnningene.

For hvert borehull har det blitt utarbeidet et histogram, som viser gjennomsnittlige Q-verdier over en viss seksjon i borehullet, se figur 4-7, 4-8, 4-9, 4-10, 4-11 og 4-12. På grunn av enkelte områder med sprikende Q-verdi, ble det nødvendig å definere en grense, denne har vi satt som $Q \leq 1$. En seksjon er kjernemeter på 3 m eller lengre med $Q \leq 1$, dette blir regnet som en svakhetssone eller en strekning med tilstrekkelig dårlig bergkvalitet. Ved hjelp av histogrammene og karakteren til sonen, er det

forsøkt å bestemme en Q-verdi for hele sonen som sammenlignes opp mot målt seismisk hastighet, se tabell 4-2.

I tabell 4-2 har det blitt satt en Q-verdi over en kjerneboringsone som menes å representere en bestemt seismisk hastighet. I alle tilfeller har Q-verdien variert over sonen og det har da blitt benyttet en snittverdi av Q, som skal korreleres mot seismisk hastighet. Fra kjerneboringer hvor det er boret flere hull på samme sted, har det blitt forsøkt å sammenligne Q-verdiene og gi en verdi som er representativ.

Etter å ha sett på samtlige borehull og gjort en sammenligning med nærliggende seismiske hastigheter, ble det plottet Q-verdi mot seismisk hastighet, se figur 4-17. Resultatet fra den statistiske regresjonen ga en korrelasjonsformel, se formel 1, som kan benyttes for å gi en Q-verdi til alle andre lavhastighetssoner langs trasen. Dermed kan sonene klassifiseres i henhold til Q-systemet, og derav gi et estimat for blant annet sikring og vanskelighetsgrad. Samt en gjennomgang og rangering over de 5 vanskeligste områdene på trasen.

Q-verdiene fra Hestholmen, Krågøy, og Krågøy Nord er satt av Statens vegvesen, mens Q-verdiene for Sauholmen og Alstein er satt av Hans Christian Gjelsnes og Jonas Eidesen i samråd med hovedveileder Bjørn Nilsen og medveileder Øyvind Dammyr under befaringen til Stavanger den 12 og 13. februar 2013.

Generelt er Q-verdier satt fra kjerneprøver litt forskjellig fra de satt i dagen eller på stoff. Blant annet er vannforholdene vanskelige å bestemme ut ifra kjerneprøver, slik at J_w er satt lik 1, da det antas at injeksjon skal føre til en relativt tett tunnel. Videre er sprekkesett parameteren J_n noe vanskelig å bestemme, på grunn av vanskeligheter med å se sprekkenes orientering fra kjerneprøver. Se vedlegg 2 for Q-skjema med formel og forklaring av parameterne J_w og J_n .

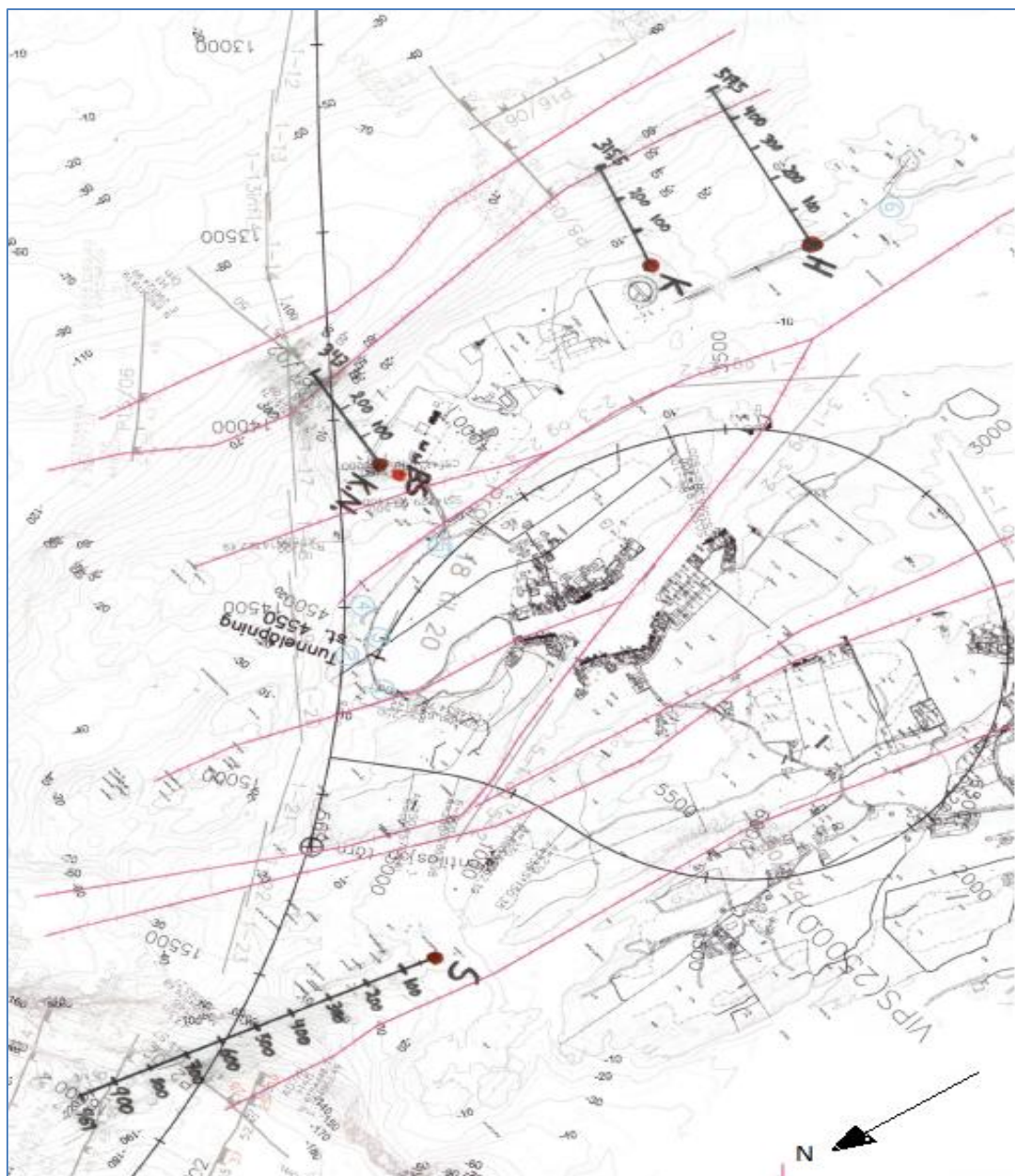
4.2 Presentasjon av kjerneboringer og seismikk

Ingeniørgeologiske kart og profiler vil bli presentert for å illustrere hvorfor og hvordan seismikken og kjerneboringene har blitt sammenlignet med hverandre. Histogrammene gir en oversikt over gjennomsnittlige Q-verdier i de forskjellige kjerneborehullene. Som senere brukes til å korrelere seismikk hastighet med Q-verdi.

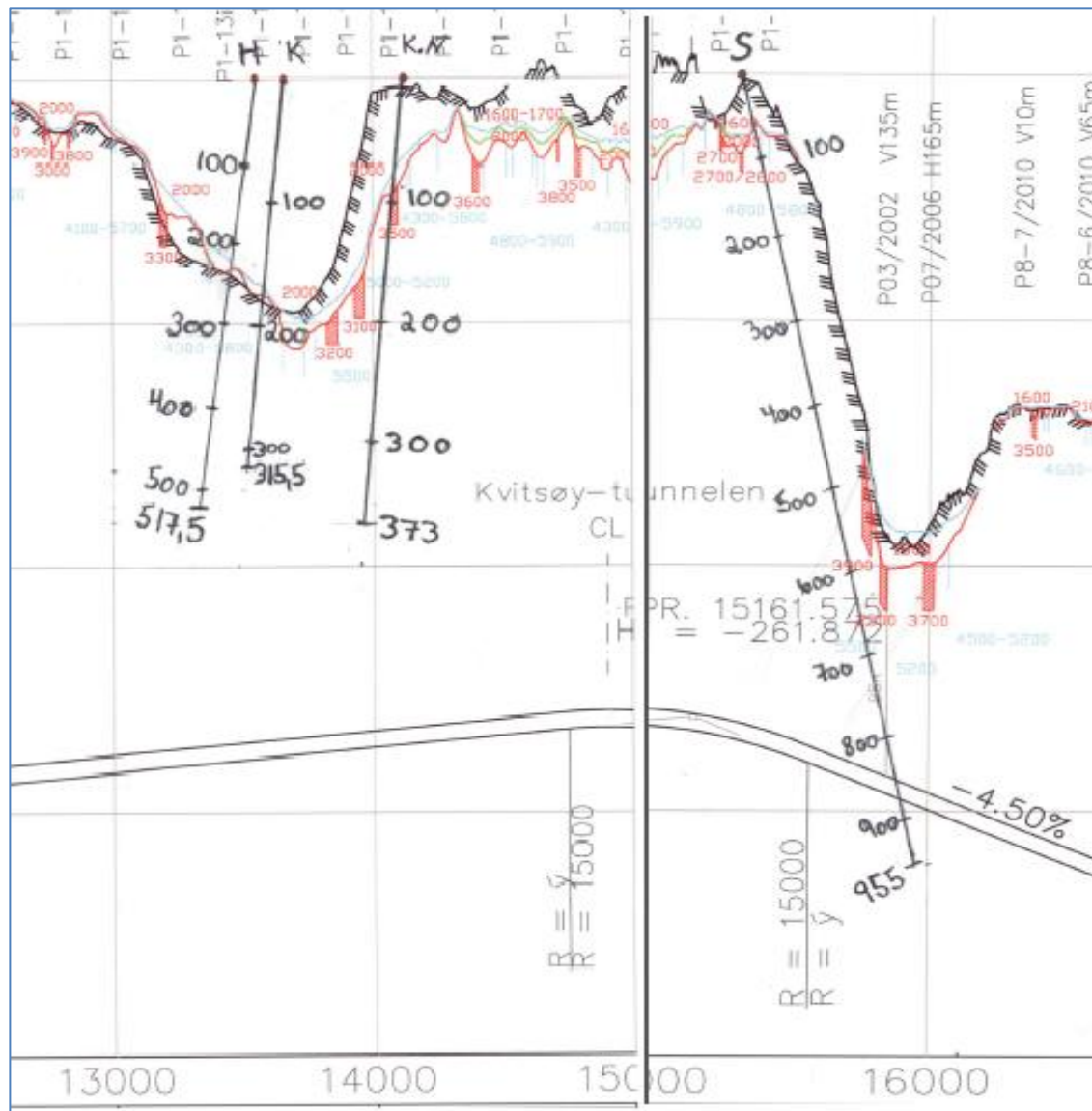
4.2.1 Ingeniørgeologiske kart og profiler

Figur 4-1, 4-2 og 4-3, viser plan- og profilkart over kjerneboringer og seismikk fra Hestholmen, Krågøy, Krågøy Nord, Sauholmen og Alstein. I figur 4-1, 4-2 og 4-3 er det påtegnet kjerneboringenes lokasjon og forløp. For profilkartene i figur 4-2 og 4-3 er kjerneboringen projisert inn fra plan til profil. Disse figurene brukes som grunnlag for å sammenligne bergkvalitet og seismisk hastighet.

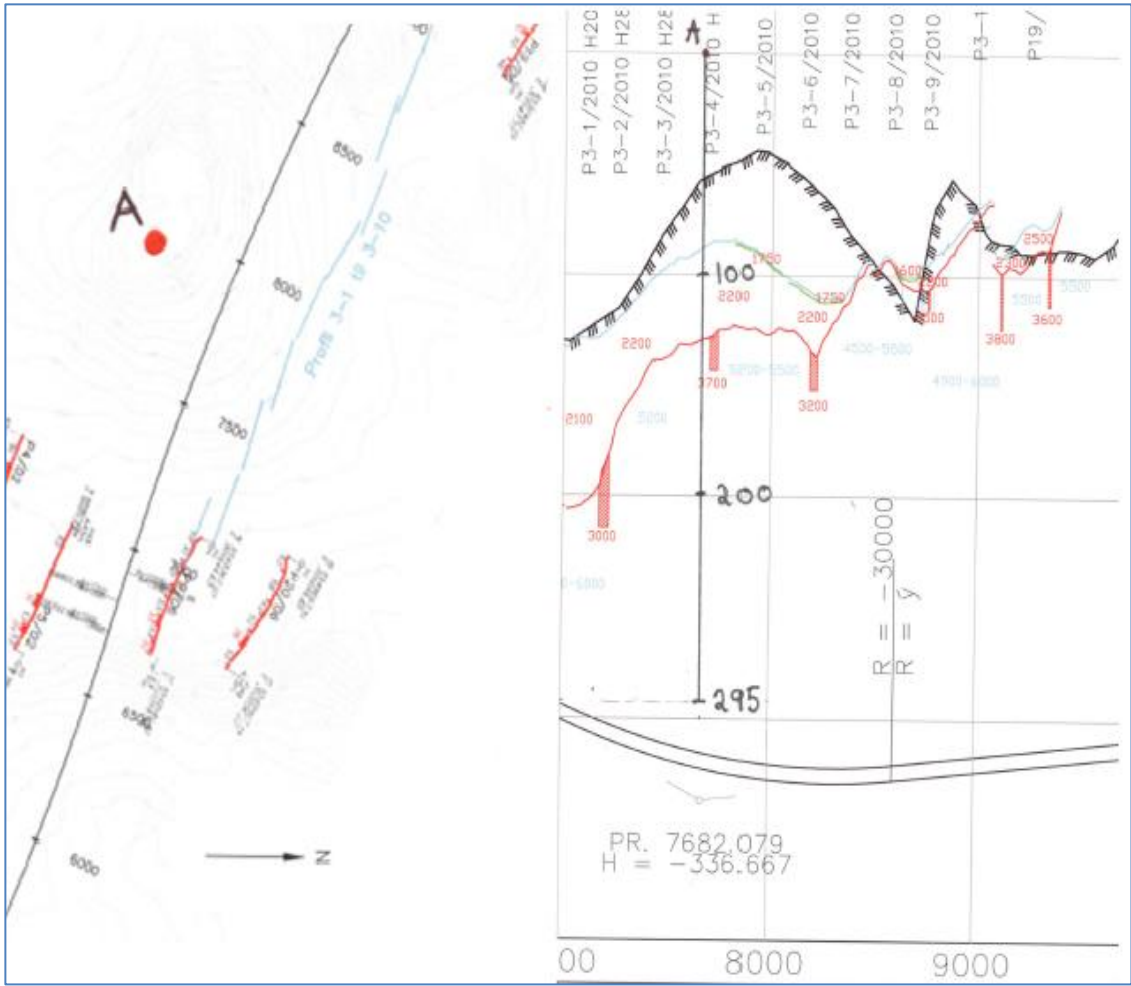
Figur 4-1, viser rosa linjer som beskriver antatte svakhetssoner. For Hestholmen, Krågøy og Krågøy Nord har en konsentrert seg om den siste delen av borehullene, hvor den antatte svakhetssonen skal gå og hvor bergkvalitet kan sammenlignes med seismisk hastighet. Sauholmen krysser ingen antatt svakhetssone, men det er skutt seismikk på tvers av kjerneboringene, slik at bergkvalitet kan sammenlignes med seismisk hastighet. Figur 4-4, 4-5 og 4-6 viser nærbilder av hvor borehullene og seismikken har blitt utført. Tabell 4-1 viser hvilke seismiske hastigheter som er knyttet opp mot bergkvaliteten i kjerneboringene.



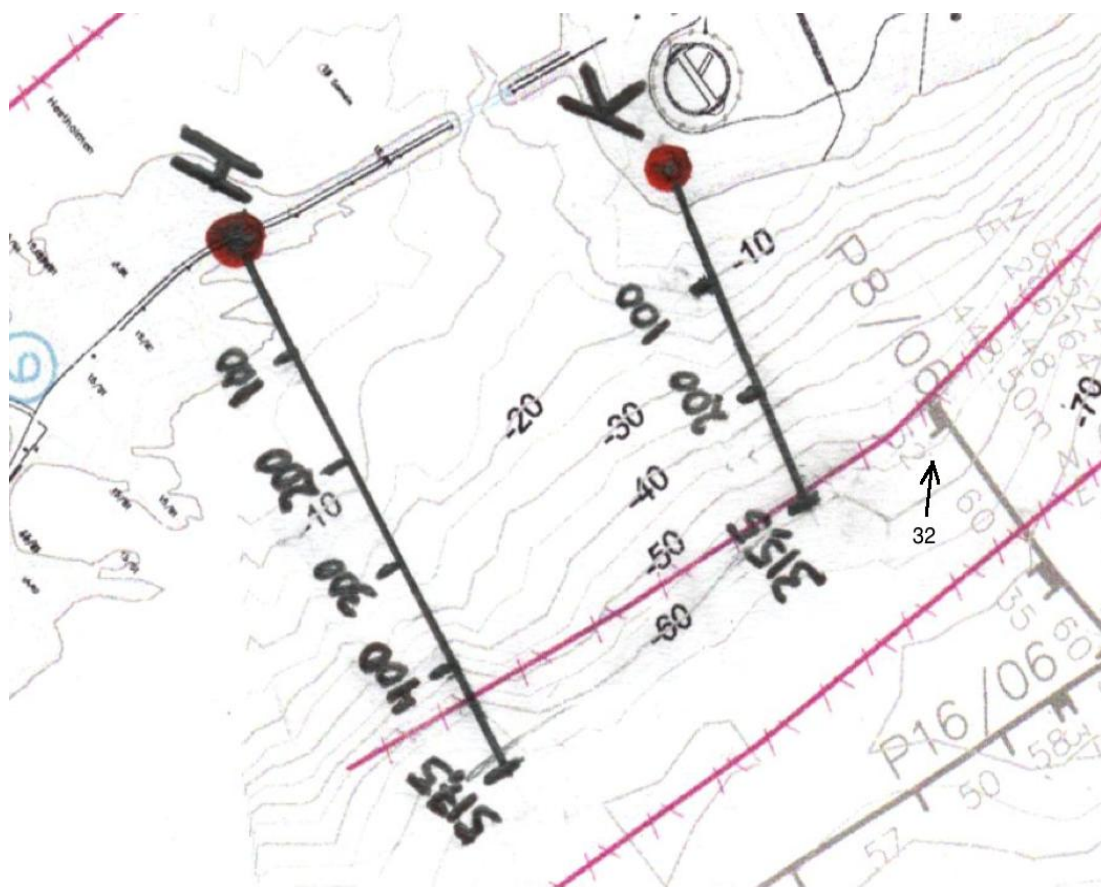
Figur 4-1: Plantegning med seismikk, antatte svakhetssoner (rosa linjer) og påtegnete kjerneborehull gjort ved Hestholmen, Krågøy, Krågøy nord, bergspenningsmåling Krågøy nord og Sauholmen. Modifisert fra (Holmøy, et al. 2011).



Figur 4-2: Ingeniørgeologiskprofil påtegnet kjerneboringer ved Hestholmen, Krågøy, Krågøy nord og Sauholmen. Modifisert fra (Holmøy, et al. 2011).



Figur 4-3: Plantegning og ingeniørgeologiskprofil for kjerneboring ved Alstein. Modifisert fra (Holmøy, et al. 2011).



Figur 4-4: Nærbilde av Hestholmen og Krågøy, og seismiske hastigheter i nærheten. Modifisert fra (Holmøy, et al. 2011).



Figur 4-5: Nærbilde av Krågøy nord og bergspenningshullet og seismiske hastigheter. Modifisert fra (Holmøy, et al. 2011).



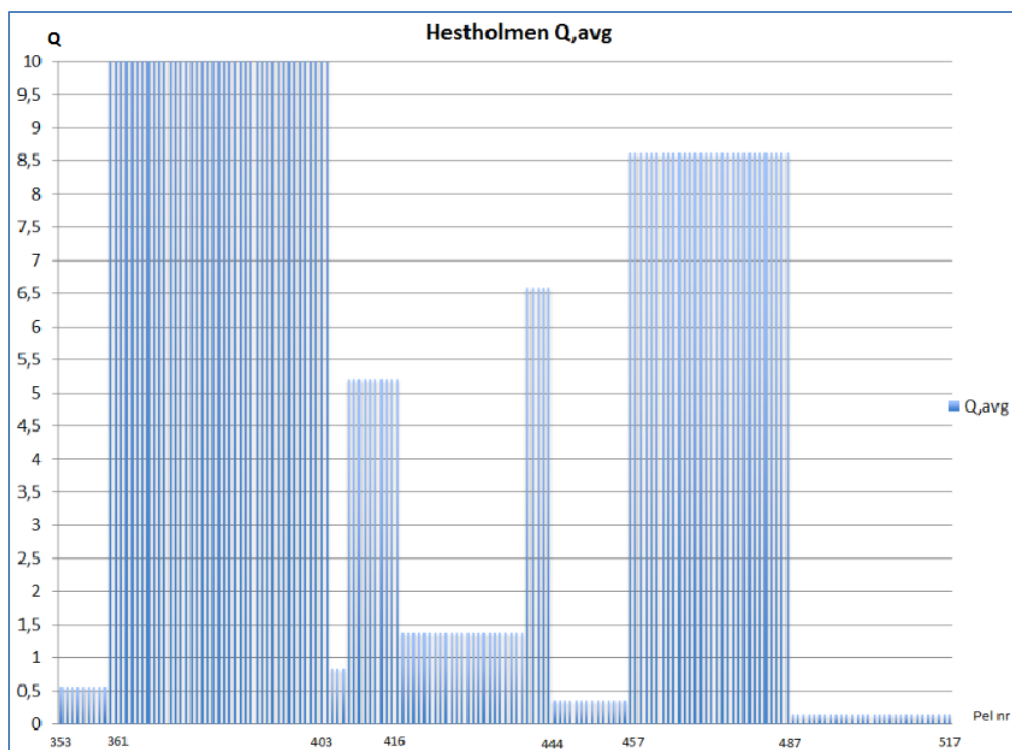
Figur 4-6: Nærbilde av Sauholmen og seismiske hastigheter i nærheten. Modifisert fra (Holmøy, et al. 2011).

4.2.2 Histogrammer

Histogrammene med gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi i kjerneborehullene er gitt i figur 4-7, 4-8, 4-9, 4-10, 4-11 og 4-12. Histogrammene gir en oversiktlig fordeling over bergkvaliteten i de forskjellige borehullene. Tabell 4-1 gir en nærmere beskrivelse av bergmassene i de forskjellige borehullene. Hele lengden til borehullet er ikke representert. Dette er fordi det er valgt ut den delen som kan sammenlignes med seismisk hastighet (se figur 4-1), og fordi det generelt er god bergmassekvalitet i den øvre delen av borehullene. Det er ikke laget et histogram over Alstein.

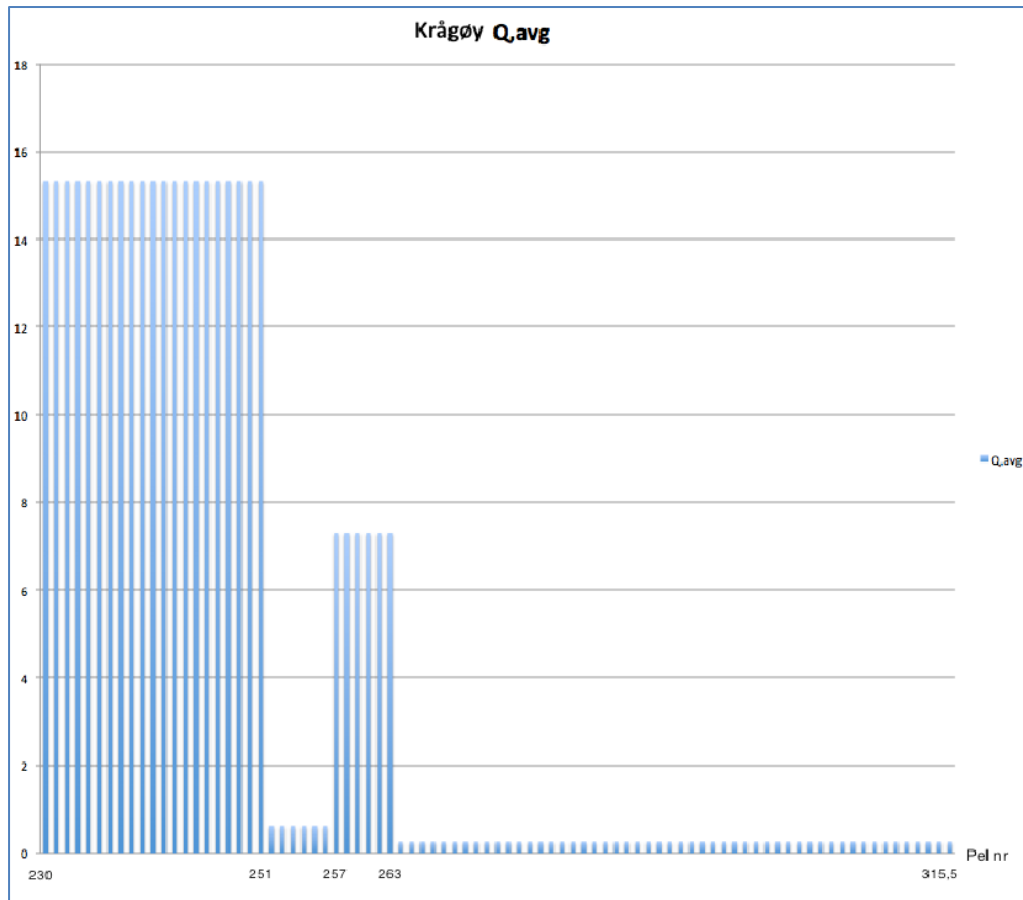
Som tidligere nevnt er kjernelengder på 3 m eller lengre som har verdi på $Q \leq 1$, slått sammen til en gjennomsnittlig Q-verdi og beskrevet som en svakhetssone eller seksjon med dårligere bergmassekvalitet.

For Hestholmen, i figur 4-7, er det varierende bergkvalitet. Fra pel nr. 487 til 517 er den laveste gjennomsnittlige Q-verdien (0,144). Her blir ikke bergmassekvalitet bedre på slutten av borehullet, noe som tyder på at en ikke har kommet igjennom svakhetssonen. Noe som gjør det vanskelig å si noe om bredden til sonen.



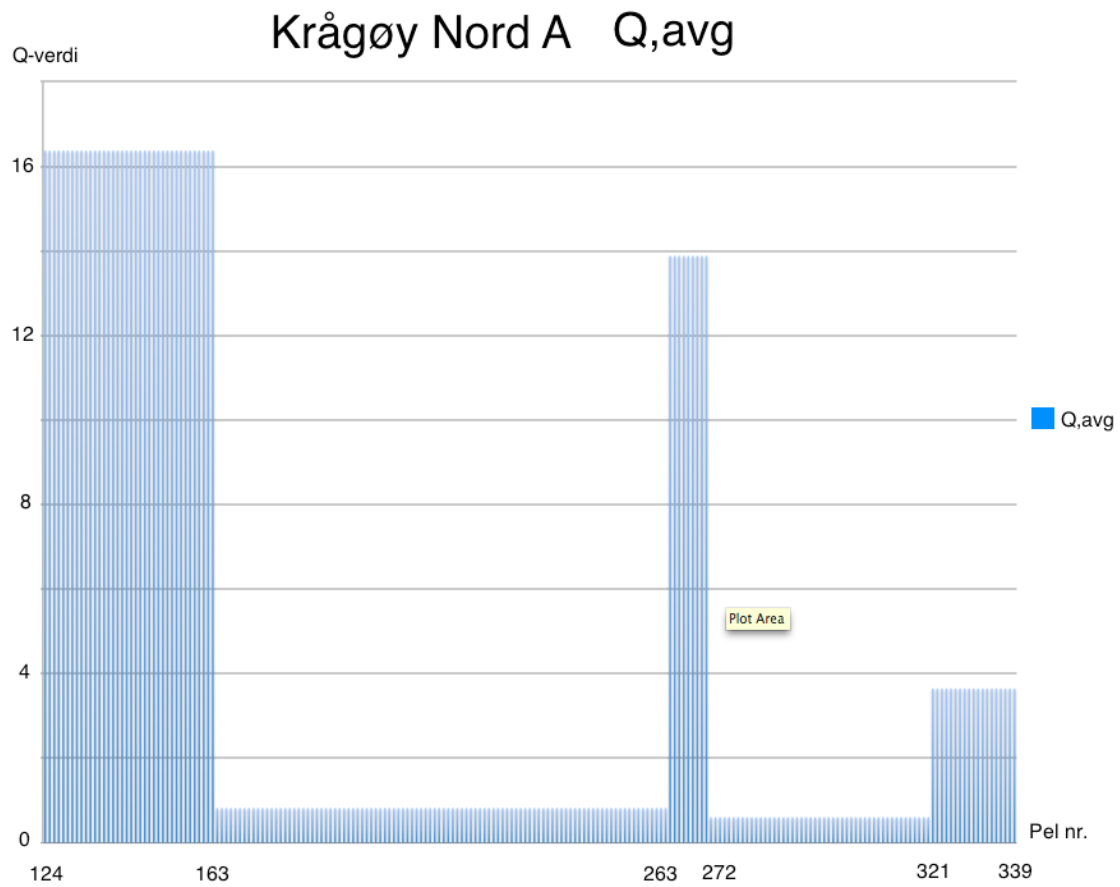
Figur 4-7: Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borehullet ved Hestholmen.

For Krågøy, i figur 4-8, er det jevnt over bra Q-verdi frem til pel 263. Fra pel 263 og til slutten av borehullet er det en gjennomsnittlig Q-verdi på 0,265. Akkurat som Hestholmen kommer ikke Krågøy igjennom svakhetssonen, og igjen blir det vanskelig å si en eksakt bredde på sonen.

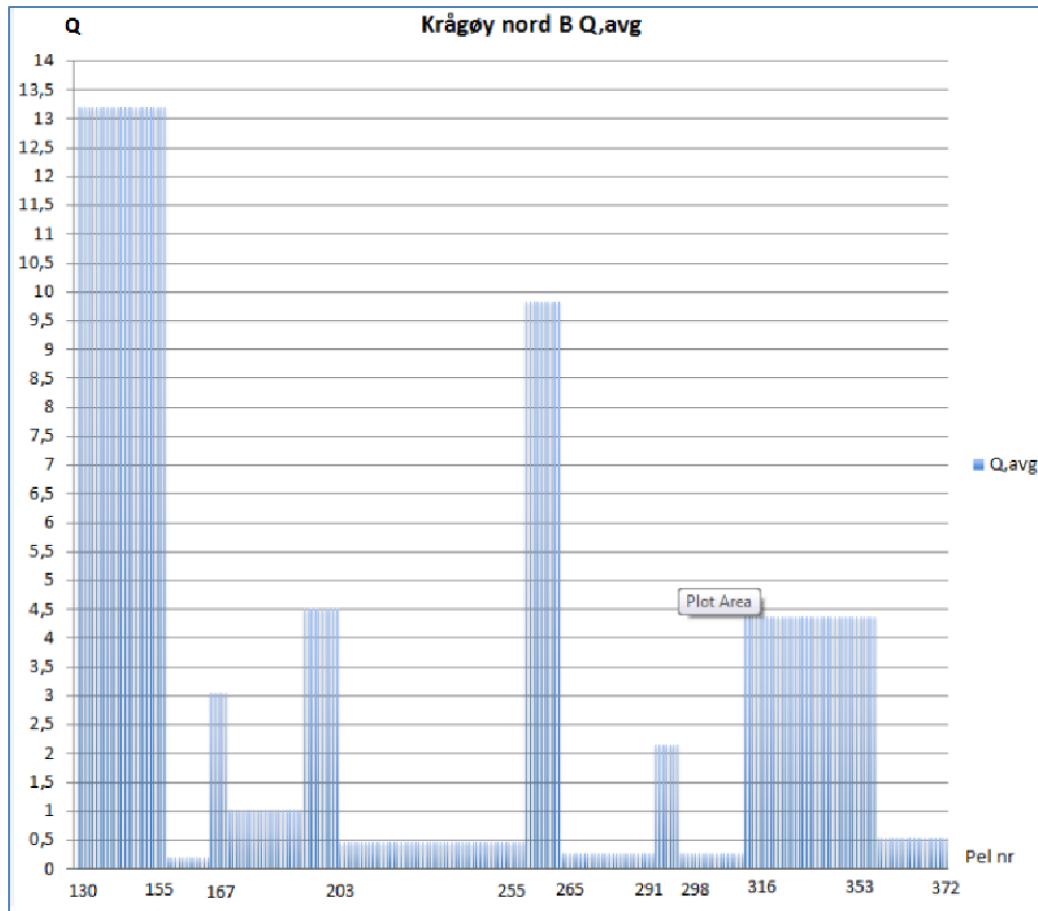


Figur 4-8: Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borehullet ved Krågøy.

For Krågøy Nord er det laget to histogrammer, figur 4-9 og 4-10, ett for hull A og ett for hull B. Det er litt mer variasjon i Q-verdi for hull B, men generelt er trenden den samme. Trenden er best gitt i hull A, figur 4-6, hvor pel 163 til 263 har en Q-verdi på 0,824. Så en kort seksjon i midten med bedre Q-verdi, før Q-verdien synker til 0,607 fra pel 272 til 321. Mot slutten av borehullet er Q-verdien 3,65, og dermed har en trolig kommet igjennom svakhetssonen.

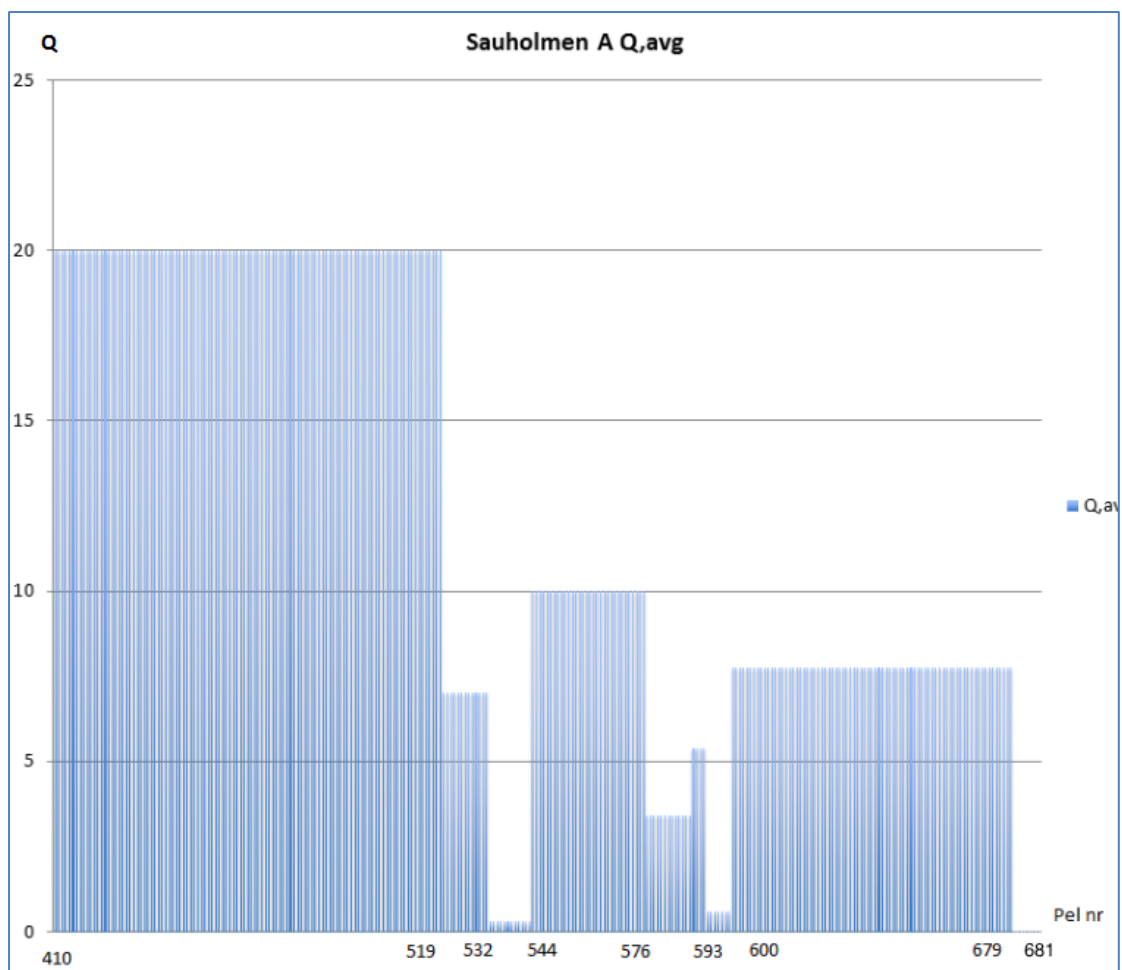


Figur 4-9: Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borehullet ved Krågøy nord hull A.

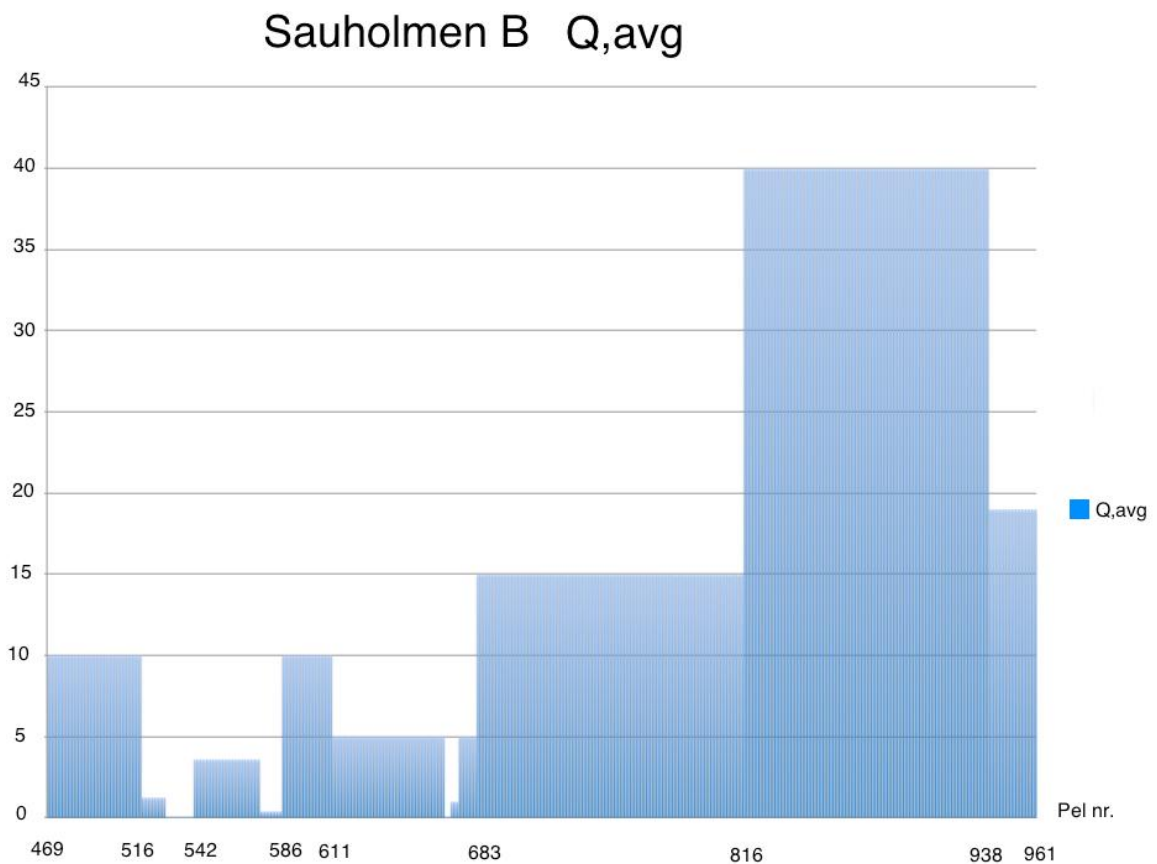


Figur 4-10: Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borehullet ved Krågøy nord hull B.

For Sauholmen er det også laget to histogrammer, figur 4-11 og 4-12, et for hull A og et for hull B. Hull A stopper på pel 681, mens hull B stopper på pel 961. Generelt viser hull B litt dårligere Q-verdi i starten enn hull A, men generelt god Q-verdi. I Hull A ved pel 679 til slutten er Q-verdien på 0,0125. Hull B viser Q-verdi på 0,015 fra pel 667 til 669. Dette er antageligvis samme sone, men siden hull B har blitt styrt annerledes under boring enn hull A vil ikke hull A og hull B samsvare eksakt. Dette kan også være en årsak til variasjon i hull A og B fra Krågøy nord.



Figur 4-11: Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borehullet ved Sauholmen A.



Figur 4-12: Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borehullet ved Sauholmen B.

4.2.3 Beskrivelse av aktuelle deler av kjerneboringene som kan korreleres med seismisk hastighet

En oversikt over bergmassekvaliteten og karakter er gitt i tabell 4-1. Denne tabellen beskriver kun utvalgte lengder fra kjerneboringene. Tabellene er utarbeidet ved egen befarings av kjerneprøvene, samt NGU sin kjerneprøverapport (NGU, 2011). I hvert borehull er det valgt ut en bestemt lengde i kjerneboringen som vurderes mest trolig til å representere en seismisk hastighet. Nærmere begrunnelse er gitt i kapittel 4.3 i tabell 4-2.

Borehull	Kjernelengde	Karakter
Hestholmen	403 m – 517.5 m	<ul style="list-style-type: none"> - Bergarter: Grafitt og kvartsrik svartskifer, og en mindre andel grønnstein/grønnsteinskifer. - 403 – 457 m: Grafitt- og kvartsrik bergart med talk- og leirerik knusningssoner, siltig til sandig breksjer. - 457 – 487 m: Foliert og foldet grønnstein med tallrike kalsitt- og kvartstårer. Oppsprukket og sementerte breksjer dukker opp med intervall. Noen av disse intervallene opptrer som knuste/ikke-kohesive breksjer. - 487 – 517,5 m: Intervaller med større mengder siltig til sandig breksjer i svartskifer, med fragmentert kvarts. Ved siden av knusningssonene er bergarten oppsprukket. Breksjene kan være flere meter tykke og inneholder sleppemateriale/leire, se bilde i figur 4-13. <p>Q snitt = 0,145</p> <p>Representerer $V_p = 3200$ m/s, se figur 4-2.</p> <p>Sonebredde kjerneprøve: ca. 30m Sonebredde seismikk: ca. 22m</p> <ul style="list-style-type: none"> - Q-verdier over hele borehullet, figur 4-7. <p>Q, snitt: 0,14 – 8,62 Laveste registrerte Q: 0,00625 Høyeste registrerte Q: 26,67</p>
Krågøy	230 m – 314 m	<ul style="list-style-type: none"> - Bergarter: Grønnstein, grafitt- og kvartsrik svartskifer. - 230 – 250 m: Foliert og foldet grønnstein med noe lag med grafitt- og kvartsrik svartskifer. - 251 – 256 m: knusningssone av breksje, med innhold av sleppemateriale/leire. Sammen med svært oppsprukket svartskifer. - 257 – 262 m: Noe oppsprukket grafittrik svartskifer - 263 – 314 m: Oppsprukket /knust

		<p>svartskifer med knusningssoner med sleppemateriale/leire bærende breksjer. Enkelte kvarts pegmatitt intervaller, se bilde i figur 4-14. Q, snitt = 0,27</p> <p>Sonebredde kjerneprøve: ca. 50 m Sonebredde seismikk: ca. 22 m</p> <p>Representerer $V_p=3200$ m/s, se figur 4-2.</p> <p>- Q-verdi over borehullet, se figur 4-8: Q, snitt: 0,265 – 15,337 Laveste registrerte Q: 0,00625 Høyeste registrerte Q: 43,33</p>
Krågøy Nord	125 m – 342,8 m	<p>- Bergarter: Grønnstein, grafitt- og kvartsrik svartskifer.</p> <p>- 125 – 162 m: Grønnstein med intervaller med grafitt- og kvartsrik svartskifer. Enkelte intervaller med oppsprukket berg.</p> <p>- 163 – 261 m: Oppsprukket /knust svartskifer med knusningssoner med sleppemateriale/leire bærende breksjer. Enkelte korte intervaller med lite oppsprukket svartskifer.</p> <p>- 262 – 271 m: Oppsprukket grafittrik svartskifer. Noen intervaller med bedre kvalitet.</p> <p>- 272 – 320 m: Oppsprukket /knust svartskifer med knusningssoner med sleppemateriale/leire bærende breksjer, se bilde i figur 4-15.</p> <p>Hull A: 272 – 320 m, Q, snitt = 0,61 Hull B: 298 – 315 m, Q, snitt = 0,27</p> <p>Representerer $V_p = 3000$ m/s, se figur 4-3.</p> <p>Sonebredde kjerneprøve: ca. 50m Sonebredde seismikk: ca. 22m</p> <p>- 321 – 372 m: Oppsprukket grafittrik svartskifer. Noen intervaller med bedre</p>

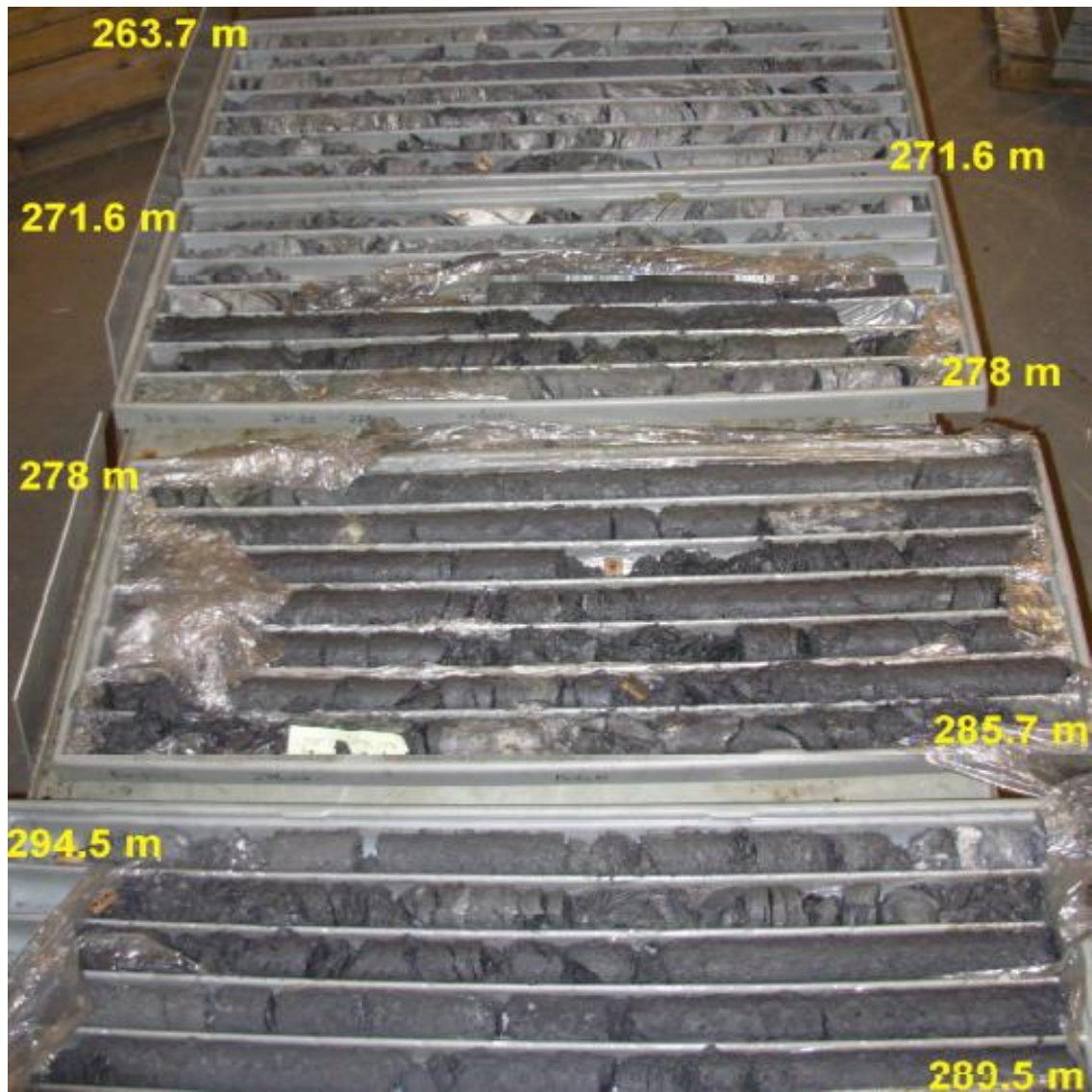
		<p>kvalitet.</p> <p>- Q-verdi over borehullet, se figur 4-9 og 4-10: Q, snitt: 0,6075 – 16,375 Laveste registrerte Q: 0,05 Høyeste registrerte Q: 50</p>
Sauholmen	410 – 961 m	<p>- Bergarter: Grønnstein, grafitt- og kvartsrik svartskifer.</p> <p>- 410 – 519 m: Kloritt rik grønnstein/skifer, foldet med kalsittårer. Skjærdeformerte lag av grønnstein og svartskifer. Tydeligere overgang mot slutten, gradvis mot svartskifer.</p> <p>- 519 – 543 m: Svartskifer med en del kvarts og pyritt. Tidvis sterkt deformert, foldet og forskjøvet. Innslag av sleppemateriale/leire bærende breksjer.</p> <p>Hull A, 532 – 543 m: Q, snitt = 0,29 Hull B, 528 - 542 m: Q, snitt = 0,07</p> <p>Representerer Vp = 3900 m/s.</p> <p>Sonebredde kjerneprøve. Ca. 11 m – 14 m Sonebredde seismikk: 35 m</p> <p>- 543 – 667 m: Svartskifer med tykke kvarts årer, med mindre lag av grønnstein/skifer. Korte innslag av mer oppsprukket bergmasse.</p> <p>- 667 – 681 m: Siltig og sandig breksjer i grafittrik svartskifer. Enkeltvis helt oppløst berg, se figur 0-16.</p> <p>Hull A: 679 – 681 m: Q, snitt = 0,0125 Hull B: 667 – 670 m: Q, snitt = 0,015</p> <p>Representerer Vp = 2500 m/s, se figur 4-4</p> <p>Sonebredde kjerneprøve: 2 m – 3 m Sonebredde seismikk: 28 m</p> <p>- 681 – 961 m: Grafitt- og kvartsholdig svartskifer med typiske skjærdeformerte lag.</p>

		<p>Mindre grafitt mot dypet. Generelt sett lite oppsprukket.</p> <p>- Q-verdi over borehullet, se figur 4-11 og 4-12: Q, snitt: 0,0125 – 40 Laveste registrerte Q: 0,0125 Høyeste registrerte Q: 40</p>
Alstein	150 – 295 m	<p>- Bergarter: Gabbro og granitt.</p> <p>- 150 – 208 m: Middels kornete gabbro, mineraliserte årer, ufoliert og plagioklasrik. 1 m granitt ved 186 m. Noe hydrotermal omvandling av plagioklas de siste 20 m. Representerer $V_p = 5200$, se figur 4-6.</p> <p>- 208 – 274 m: Hovedsakelig fin til middels korning gabbro, innslag av grovkorning og noe dioritt. Det er en betydelig mengde plagioklas. Foliasjon forekommer.</p> <p>- 274 – 283 m: Forskjøvet granittisk lag med mylonittisk tekstur.</p> <p>- 283 – 295 m: Kloritt-rik gabbro og fin kornede mafiske bergarter.</p> <p>- Det er jevnt over så god kvalitet i borehullet at Q-verdier kun er beregnet der hvor det er vurdert nyttig for sammenligning med seismisk hastighet. Gjennomsnittlig $Q = 41$ (150 – 208 m).</p>

Tabell 4-1: Oversikt over karakteristiske trekk ved berget i bor hullene, i de strekkene hvor bergkvaliteten er lav ($Q \leq 1$).



Figur 4-13: Hestholmen ved ca.506 m. Leirerik knusningssone, siltig til sandig breksjer (Vegvesen 2011).



Figur 4-14: Krågåy fra 263,7 m til 289.5 m. Oppknust bergmasse, sleppemateriale og leirrike breksjer (NGU 2011).



Figur 4-15: Krågøy Nord hull B (297 m - 306 m). Oppknust bergmasse og sleppemateriale (Vegvesen 2011)



Figur 4-16: Sauholmen hull B (667 m - 674 m). Oppknust bergmasse, en seksjon med sand og grus, (Befaring 2013).

4.3 Korrelasjon mellom Q-verdi og seismisk Hastighet

Tabell 4-2 gir en oversikt og begrunnelse over hvilken Q-verdi som sammenstilles med hvilken seismisk hastighet. Tabellen forteller også hvor i borehullet sammenligningen er fra. Q-verdiene i begrunnelsen er ofte gjennomsnittlige verdier. I enkelte tilfeller vurderes ikke gjennomsnittlig Q-verdi å være representativt, ettersom det har en tendens til å gi veldig høye verdier. Når det er tilfelle velges det en mer konservativ linje. Det henvises også til figurer som har vært viktige for å sammenstille Q-verdi og seismisk hastighet.

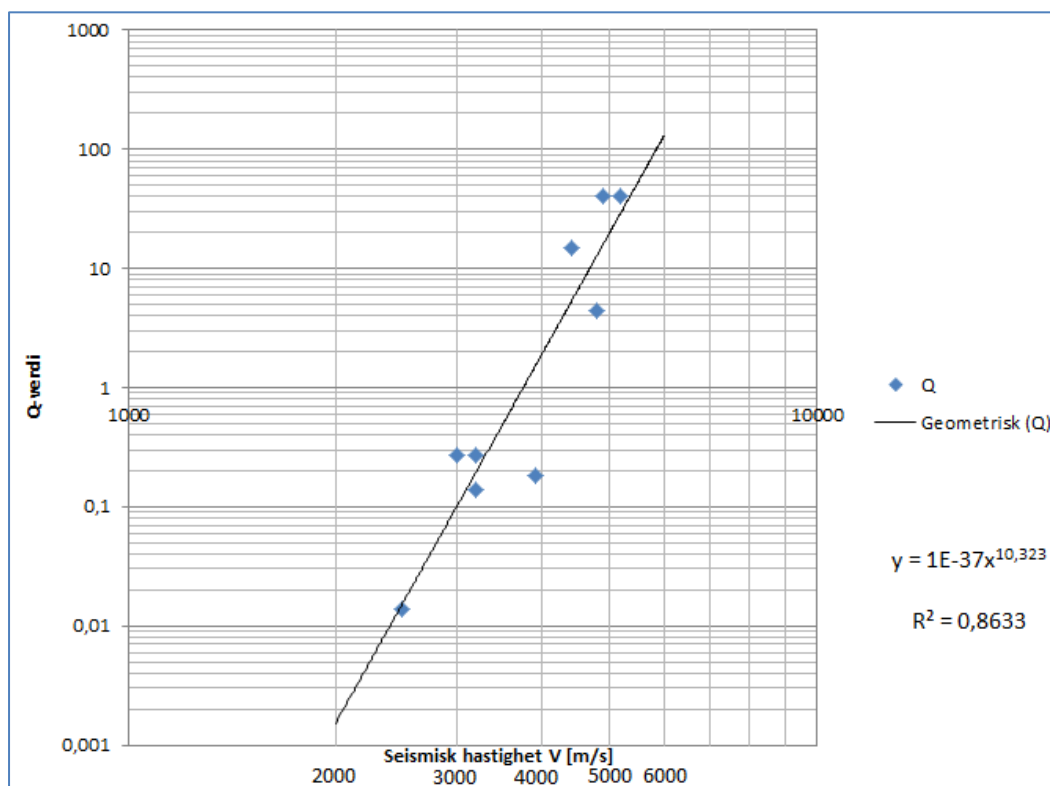
Borehull	Begrunnelse for Q	Q	Seismikk hastighet [m/s]
Hestholmen 487 – 517,5 m	Velger gjennomsnittsverdien fra kjerneprøvene. Q = 0,14.	0,14	3200 (Fra figur 4-4)
Krågøy 263 – 314 m	Velger gjennomsnittsverdien fra kjerneprøvene. Q = 0,27	0,27	3200 (Fra figur 4-4)
Krågøy Nord 272 – 320 m	Velger en konservativ tolkning og legger vekt på hull B. I lengden til hull A er det enkelte Q-verdier (Q = 7 og Q = 9) som trekker opp snittet og vurderes som ikke-representativ. Hull A: 272 – 320 m, Q, snitt = 0,61 Hull B: 298 – 315 m, Q, snitt = 0,27	0,27	3000 (Fra figur 4-5)
Sauholmen 528 – 543 m	Hull A: 532 – 543 m, Q, snitt = 0,29 Hull B: 528 - 542 m, Q, snitt = 0,07 Velger gjennomsnittsverdien fra hull A og hull B.	0,18	3900 (Fra figur 4-6)
Sauholmen 667 – 681 m	Selv om dette er korte lengder antas de å representere den seismiske hastigheten på 2500 m/s.	0,014	2500 (Fra figur 4-6)

	Hull A: 679 – 681 m: Q, snitt = 0,0125 Hull B: 667 – 670 m: Q, snitt = 0,015 Velger gjennomsnitt av hull A og hull B		
Krågøy nord 321 – 342,8 m	Gjennomsnittsverdien til Q i dette området er på 4,4.	4,4	4800 (Fra figur 4-5)
Sauholmen 683 – 816 m	Gjennomsnittsverdien til Q i dette området er på 15.	15	4400 (Fra figur 4-6)
Sauholmen 843-938 m	Gjennomsnittsverdien til Q i dette området er på 40.	40	4900 (Fra figur 4-6)
Alstein 150 – 208 m	Gjennomsnittsverdien til Q i dette området er på 41. Den seismiske hastigheten er hentet fra profilkartet, se figur 4-5.	41	5200 (Fra figur 4-3)

Tabell 4-2: Sammenstilling av Q-verdi og seismisk hastighet.

Dataene fra tabell 4-2 har blitt benyttet for å lage grafen i figur 4-17. Grafen illustrerer den statistiske regresjonen mellom Q og V (seismisk hastighet til p-bølgen), inndataen er hentet fra tabell 4-2. Formel 1 viser korrelasjonsformelen som er utregnet ut i fra den statistiske regresjonen. Det ble benyttet potensregresjon og logaritmisk skala på både x- og y-aksen.

Denne potensregresjonen ga en høy R-kvadrert verdi (0,8633), noe som i utgangspunktet indikerer god korrelasjon. En R-kvadrert verdi på 1.0 vil være den beste mulige teoretiske tilnærmingen. Men siden det kun ble plottet inn 9 punkter som nesten fulgte en rett linje, ble R-kvadrert verdien høy. Med flere punkter (f.eks. 30) ville det sannsynlig blitt mer spredning og en lavere R-kvadrert verdi.



Figur 4-17: Statistisk regresjon mellom Q-verdi og seismisk hastighet.

$$Q = 10^{-37} \cdot V^{10,323}$$

Formel 1: Empirisk korrelasjons formel for Q-verdi og seismisk hastighet.

Formel 1 er en regresjons formel, hvor det ikke er benevning med i svaret. Den seismiske hastigheten (V) må være gitt i m/s, for at ligningen skal gi en Q-verdi.

4.3.1 Diskusjon rundt den empiriske korrelasjonen

Det er utført en korrelasjon mellom seismisk hastighet og Q-verdi ved Rogfast av NGI. Dette ble gjort i 2010, da ikke all data fra kjerneboringene var tilgjengelig. NGI har benyttet følgende formler for beregning av Q-verdi ut i fra registrerte seismiske hastigheter (Barton et. al., 2001/2002):

$$Q_c = 10^{V_p - 3,5} \quad (2)$$

$$Q_c = Q \cdot \frac{\sigma_c}{100} \quad (3)$$

Det ble først prøvd å sette σ_c lik 100 og beregne ut Q fra ligning 2 og ligning 3. Dette ga urealistiske høye Q-verdier og NGI bestemte seg for å kalibrere Q-verdiene. Det

ble benyttet en korrelasjon som tar hensyn til at de høyeste seismiske hastighetene som er registrert tilsvarer en Q-verdi på 10-40, som igjen er erfaringsmessig de høyeste Q-verdiene i de nærliggende tunnelanleggene Rennfast og Finnfast (NGI, 2010). Tabell 4-3 viser korrelasjonen som er brukt for å estimere Q-verdier.

Seismisk hastighet (m/s)	Q-verdi (fra NGI,2010)
5500-6000	"10-40"
5000-5500	"4-10"
4500-5000	"1-4"
4000-4500	"0,4-1"
4000-3600	"0,1-0,4"
3200-3600	"0,04-0,1"
2800-3200	"0,01-0,04"
2500-2800	"0,004-0,01"
2000-2500	"0,001-0,004"

Tabell 4-3: Korrelasjon mellom seismisk hastighet og Q-verdi (NGI, 2010).

Til sammenligning viser tabell 4-4, resultatet av korrelasjon ved å benytte den empiriske formelen (1), som er basert på sammenligning av Q-verdier fra kjerneboringer og seismiske hastigheter.

Seismisk hastighet [m/s]	Q-verdier fra formel (1)
5500-6000	40,9-100,4
5000-5500	15,3-40,9
4500-5000	5,14-15,3
4000-4500	1,53-5,15
3600-4000	0,51-1,53
3200-3600	0,14-0,51
2800-3200	0,038-0,15
2500-2800	0,012-0,038
2000-2500	0,0012-0,012

Tabell 4-4: Resultater fra korrelasjon mellom seismiske hastighet og Q-verdi.

Ved sammenligning er Q-verdiene i tabell 4-4 jevnt over høyere enn NGI sin korrelasjon i tabell 4-3. Noe som vil gjøre sikringsmengden ved denne korrelasjonen noe mer optimistisk enn NGI sin. Korrelasjonen i tabell 4-4 gir 3 – 5 ganger høyere Q-verdi enn NGI sin korrelasjon i tabell 4-3, bortsett ved $V = 2000$ m/s og $V = 6000$ m/s som gir henholdsvis 12 og 2,5, ganger høyere Q-verdi. Dette vil kunne gi et utslag på sikringsmengden.

Mens NGI foreslår en $Q \leq 1$ ved hastighet 4500 m/s, foreslår denne korrelasjonen en $Q \leq 1$ ved ca. 3840 m/s. Statens vegvesen bruker grensen $Q \leq 1$ for å beskrive svært dårlig bergmasse og sikringsklasse IV, i sitt sikringsskjema for vegtunneler, se figur 4-19 (Vegvesen 2010). I tillegg gir NGI sin korrelasjon en $Q \geq 10$ ved hastighet 5500 m/s, mens denne korrelasjon gir $Q \geq 10$ ved hastighet ca. 4800 m/s. $Q \geq 10$ er grensen Statens vegvesen beskriver som lite oppsprukket bergmasse, med sikringsklasse I, se figur 4-19.

Korrelasjonen fra NGI baserer seg på Q-verdier tatt på stoff ved nærliggende anlegg. Dette kan gi andre J_w og J_n verdier enn hvis satt ut ifra kjerneprøver, og da kanskje i retning av en lavere Q-verdi. Grunnen til dette kan være at tunnelen viser seg å ikke være så tett som først antatt eller at det dukker opp flere sprekkesett enn det som en klarer å identifiserer fra kjerneprøver.

I tabell 4-4 er det foreslått en Q-verdi på ca. 100 ved seismisk hastighet 6000 m/s. Det har blitt registrert Q-verdier på 100 i kjerneprøver fra Hestholmen og Krågøy, i følge kjernelogging utført av Statens vegvesen. Den høyeste registrerte hastigheten langs trasen er 6500 m/s, noe som tilsier at det er sannsynlig at en kan ha Q-verdier rundt 100 der hvor en har seismiske hastigheter over 6000 m/s.

Hvorvidt denne korrelasjon er representativ for hele tunnallengden er vanskelig å bedømme. Et problem er at dataen fra Krågøy, Krågøy Nord, Hestholmen og Sauholmen ligger alle veldig nær hverandre. Kun Alstein representerer et annet geologisk område. Alstein er i tillegg boret tilnærmet vertikalt, noe som gjør det vanskelig å gjøre mer enn en sammenligning mot seismisk hastighet. For Rogfast

som har en tunnallengde på 25 km vil dette kun representere en liten del av tunnelen. Andre steder vil noen av de geologiske betingelsene være annerledes.

I kjerneboringene fra Krågøy, Krågøy nord, Hestholmen og Sauholmen inneholdt kjerneprøvene stort sett de samme bergartene, nemlig grønnstein og svartskifer. Det er forventet at en vil drive igjennom andre type bergarter i resten av tunnelen. For eksempel er det forventet å møte granittisk gneis ved Vestre Bokn. Dette vil gjøre korrelasjonen mindre sannsynlig ved f. eks. Vestre Bokn.

Denne korrelasjon er som nevnt basert på Q-verdier fra kjerneborehull og nærliggende seismisk hastighet. Det er riktignok kun basert på 9 korrelasjoner, noe som i utgangspunktet er lite data for en empirisk formel. Likevel er denne informasjonen hentet nærmere enn NGI sin korrelasjon, som baserer seg på nærliggende tunnelanlegg.

Videre i oppgaven vil korrelasjonen (formel 1) mellom kjerneboringer og seismisk hastighet bli benyttet.

4.3.2 Feilkilder ved sammenligning av seismikk og kjerneboring

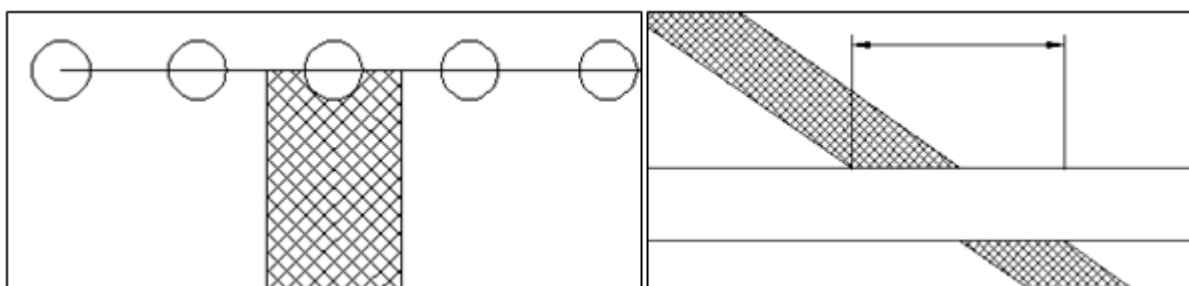
Ved sammenligning av kjerneboring og seismiske hastigheter foreligger det flere aktuelle feilkilder. Noen feilkilder kan relateres til det å korrelere mellom Q-verdi og seismisk hastighet. Mens andre feilkilder kan relateres til om omfanget av en lavhastighetszone og hvorvidt den er reell. Under vil noen sentrale feilkilder bli diskutert.

Selv om bergspenningsmålinger fra Krågøy Nord viser lave horisontale spenninger, så viser erfaringer fra nærliggende anlegg noe annet. I Stavanger-Bokn området er det målt høye horisontale spenninger på lave dyp. For eksempel på Kårstø er det målt 8 MPa i retning ca. nord-sør, som er 4 ganger høyere enn den teoretisk gravitative induuerte spenningen. Dersom det skulle være høye horisontale spenninger ved overflaten, vil de seismiske hastighetene være høyere enn om det ikke var høye spenninger. Dermed vil korrelasjonen med seismiske hastigheter ved høye spenninger gi for høye Q-verdier (NGI, 2010).

Den seismiske hastigheten avhenger blant annet av hvor stor oppsprekking det er i bergmassen. Seismikken sier for eksempel ingenting om leirinnhold i bergmassen. Slik at en registrert seismisk hastighet på 3500 m/s, kan få en betydelig forskjellig Q-verdi enn det en korrelasjon ville gi. Nettopp på grunn av at leirinnholdet vil kunne gi et negativt utslag på Q-verdien, mens det vil tette sprekker og gi et positivt utslag på den seismiske hastigheten. Et eksempel på dette er fra Nordkapptunnelen hvor det ble målt seismiske hastigheter på opptil 5000 m/s i en fullstendig knust bergmasse, som var uten åpne sprekker. Bergmassen bestod av terninger i 1-3 cm størrelse som hadde klorittbelegg på sprekkeflatene. Konsistensen til bergmassen var lik som tørrskorpeleire (NGI, 2010).

Bredden på sonen er som oftest smalere enn det som vil vises på seismikk. De aller fleste svakhetssoner har en traktformet utbredelse, dvs. at de er bredest ved overflaten og blir smalere mot dypet. Refraksjonsseismikk går ikke dypere enn 10 m, dypere enn 10 m blir unøyaktigheten for stor (Broch og Nilsen, 2009). Det vil si at bredden som oppfattes på seismikken antagelig vil være bredere enn den sonen som vil treffe tunnelen.

I tillegg vil den seismiske hastigheten som oppfattes mellom geofonene være et gjennomsnitt. Det vil si at hvis en svakhetssonesone er rett under en geofon vil den gå inn i et gjennomsnitt. Svakhetssonen vil altså bli delt inn i to målinger, og ikke gi et riktig bilde av svakhetssonen. Skissen til venstre i figur 4-18 viser hvordan svakhetssonen blir delt opp mellom geofonene. Skissen til høyre i figur 4-18 viser at en svakhetszone som ikke treffer tunnelen steilt, vil få større innflytelse på tunnelen. Svakhetssonens innfallsvinkel mot tunnelen vil gjøre at en større lengde enn sonens bredde vil påvirke tunnelen. Fra seismikk vil en ikke få noen informasjon om innfallsvinkelen (Nilsen, 2013).



Figur 4-18: Skissen til venstre viser en svakhetszone som går mellom to geofoner. Skissen til høyre viser lengden en svakhetszone kan utgjøre på tunnelen.

Det er potensielt flere feilkilder ved utførelsen av refraksjonsseismikk. Topografien på havbunnen kan ha bratte skrenter og en kan få heng i kabelen. Dette fører oftest til lavere hastigheter enn hva som er realiteten. Det kan dermed gi inntrykk av lavhastighetssoner der det overhode ikke er lavhastighetssoner, siden gjennomsnittshastighet tar med rommet mellom fjell og vann. I sjeldnere tilfeller kan også et kabelheng føre til høyere hastigheter enn realiteten. Videre er også grunnvannsnivået og antall løsmassesjikt avgjørende for tolkningen av seismikken (NGI, 2010).

4.4 Inndeling i vanskelighetsgrad og sikringsklasse

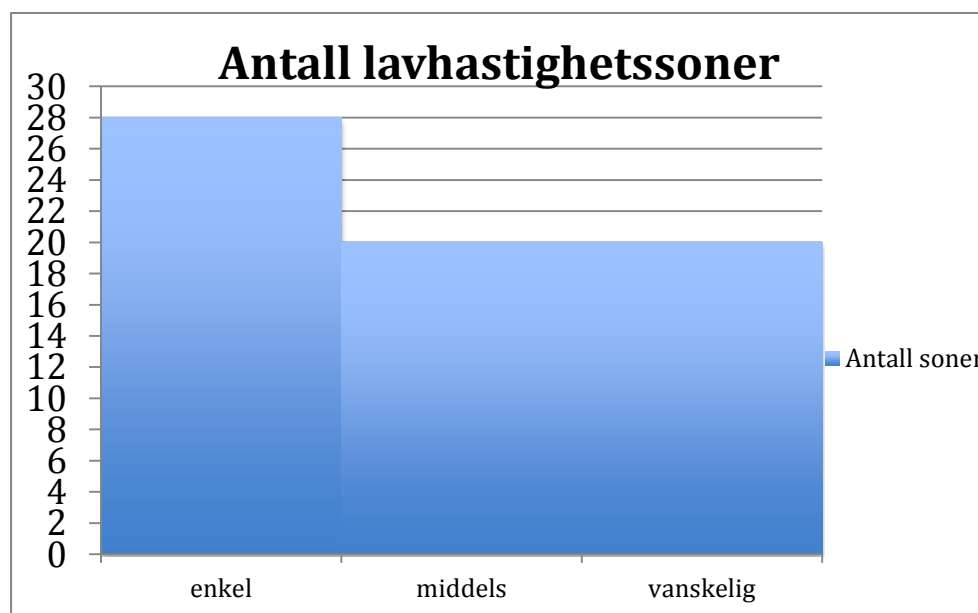
I dette delkapittelet er det forsøkt å beskrive de 5 antatt vanskeligste områdene å drive igjennom. Ved å benytte korrelasjonsformelen (1) har en omregnet seismisk hastighet til Q-verdi, og deretter bestemt en vanskelighetsgrad og sikringsklasse.

I tabell 4-5 er det delt opp i vanskelighetsgrad etter seismisk hastighet. De påførte Q-verdiene er beregnet ut i fra korrelasjonsformelen (1). Det er Statens vegvesen sitt sikringsklasseskjema som er benyttet for å definere sikringsklasse (Vegvesen 2010). Tabell 5-1 viser Statens vegvesen sin sammenheng mellom bergmasseklasser (Q-systemet) og sikringsklasser for permanent sikring i vegtunneler. Sikringsklassene gjelder for konvensjonell boring og sprengning.

Vanskelighetsgrad	Q-verdi	Seismisk Hastighet [m/s]	Sikringsklasse
Vanskelig	0,003 - 0,08	2200 - 2999	VI og V
Middels	0,08 - 0,38	3000 - 3499	V og IV
Enkel	0,38 - 1,5	3499 - 3999	IV og III

Tabell 4-5: Klassifisering av Svakhetssoner. Sikringsklasse gitt fra Statens vegvesen sin sikringsklasse for vegtunneler i vegvesen, 2010.

Figur 4-19 gir en oversikt over fordelingen av vanskelighetsgrad for alle registrerte lavhastighetssoner langs trasen. Med lavhastighetssoner menes soner med seismisk hastighet under 4000 m/s. Totalt er det 68 lavhastighetssoner for hele trasen, hvor 28 er kategorisert som enkel, 20 som middels og 20 som vanskelig. Neste delkapittel vil ta for seg hva som kan være de 5 områdene med vanskeligst grunnforhold, hvor mange av de 68 lavhastighetssonene er representert og er tettest fordelt.



Figur 4-19: Fordeling av antall lavhastighetssoner med tilhørende vanskelighetsgrad over hele trasen.

4.4.1 De fem antatt vanskeligste områdene

Tabellene 4-6, 4-7 og 4-8 viser en oversikt over nøkkeldata for de fem områdene som er vurdert som de vanskeligste å drive igjennom og sikre langs tunnel trasen. Figur 4-20, 4-21 og 4-22 viser de samme områdene hentet fra de ingeniørgeologiske profilene. Profilene er også påtegnet antatt forløp av svakhetssoner, hvor

kjerneboringer har vært benyttet når tilgjengelig, i tillegg til havbunnstopografien. Til slutt gjøres en oppsummering og rangering av de fem områdenes vanskelighet.

4.4.1.1 Område 1 (profil nr. 6500 – 7500)

Område 1:
Profil nummer: 6500 – 7500
Antatte bergarter: Gabbro og granittisk gneis
Seismisk hastighet: 3000-3400 m/s
Q-verdi: [0,08 – 0,29]
Bergoverdekning: 80 – 121,5 m
Løsmasseoverdekning: 60 – 77 m
Lavhastighetsonebredde: 18,5 -50 m
Sjødyp: 83 – 126 m
Antall soner: 4 stk.
Vanskelighetsgrad: Middels

Tabell 4-6: Nøkkeldata for område 1.

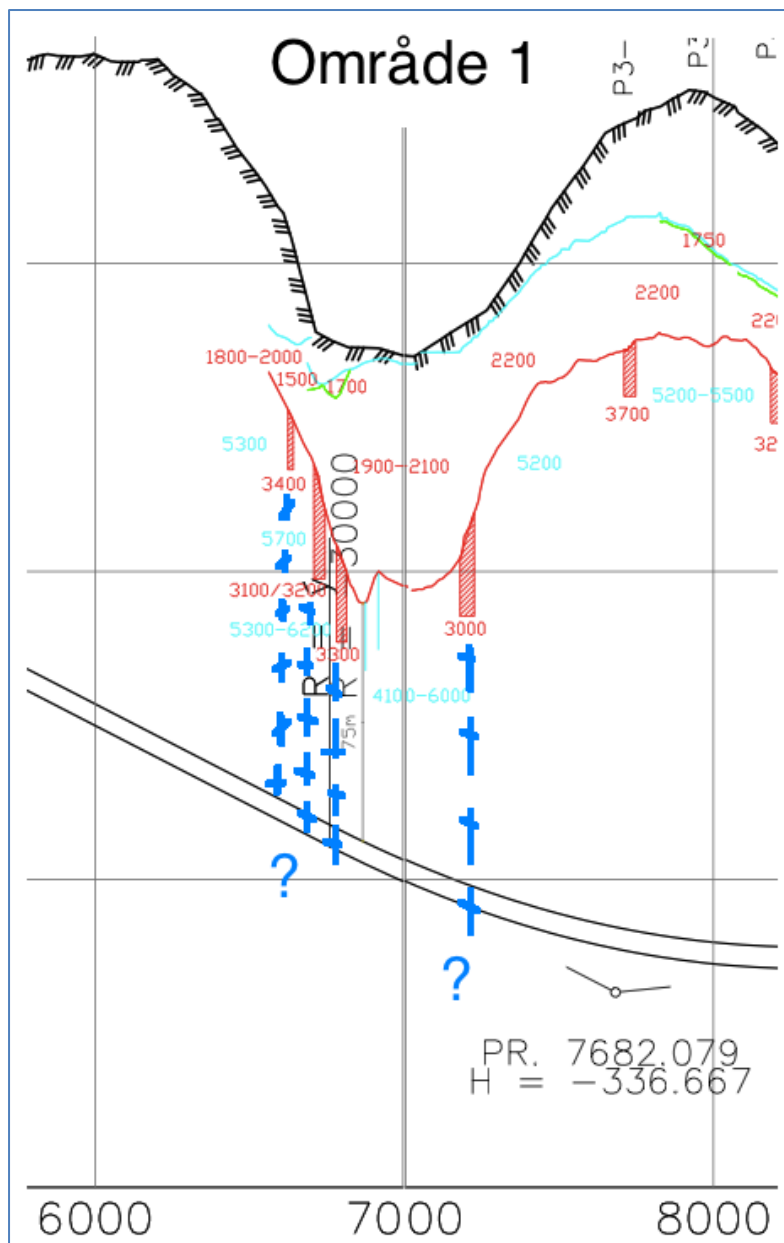
Område 1 er satt til å være 1000 m langt, med fire lavhastighetssoner med en total bredde på 149 m. Dette vil si at 14,9 % av strekningen er definert som lavhastighet. Gjennomsnittlig seismisk hastighet er på 3212 m/s.

Gjennomsnittlig Q-verdi er 0,16.

Gjennomsnittlig bergoverdekning er 100 m.

Andelen soner med seismisk hastighet <3000 m/s er 0 %.

Det er ikke gjort kjerneboringer som verifiserer sonene i område 1 (figur 4-20). En tolkning av havbunnstopografien kan indikere at sonene er relativt vertikalt rettet.



Figur 4-20: Område 1 med antatt forløp av svakhetssoner.

4.4.1.2 Område 2 og 3 (profil nr. 13 100 – 14 100 og profil nr. 15 600 – 16 100)

Område 2:	Område 3:
Profil nummer: 13100 – 14100	Profil nummer: 15600 – 16100
Antatte bergarter: Grønnstein og svartskifer	Antatte bergarter: Grønnstein og svartskifer
Seismisk hastighet: 3100-3500 m/s	Seismisk hastighet: 2500-3900 m/s
Q-verdi: [0,11 – 0,39]	Q-verdi: [0,012 – 1,18]
Bergoverdekning: 166 – 222 m	Bergoverdekning: 85 – 180 m
Løsmasseoverdekning: 0 – 43 m	Løsmasseoverdekning: 11 – 12 m
Lavhastighetszonebredde: 30 -45 m	Lavhastighetszonebredde: 28 -42 m
Sjødyp: 3 – 82 m	Sjødyp: 163 – 188 m
Antall soner: 4 stk.	Antall soner: 3 stk.
Vanskelighetsgrad: Enkelt - middels	Vanskelighetsgrad: Enkel til vanskelig

Tabell 4-7: Nøkkeldata for område 2 og 3.

Område 2 er satt til å strekke seg ca. 1000 m. Herunder er lavhastighetssonenes totale bredde på 115 m. Dermed er 11,5 % av strekningen lavhastighetssoner. Gjennomsnittlig seismisk hastighet er 3275 m/s.

Gjennomsnittlig Q-verdi er 0,19.

Gjennomsnittlig bergoverdekning er 197 m.

Andelen soner med seismisk hastighet <3000 m/s er 0 %.

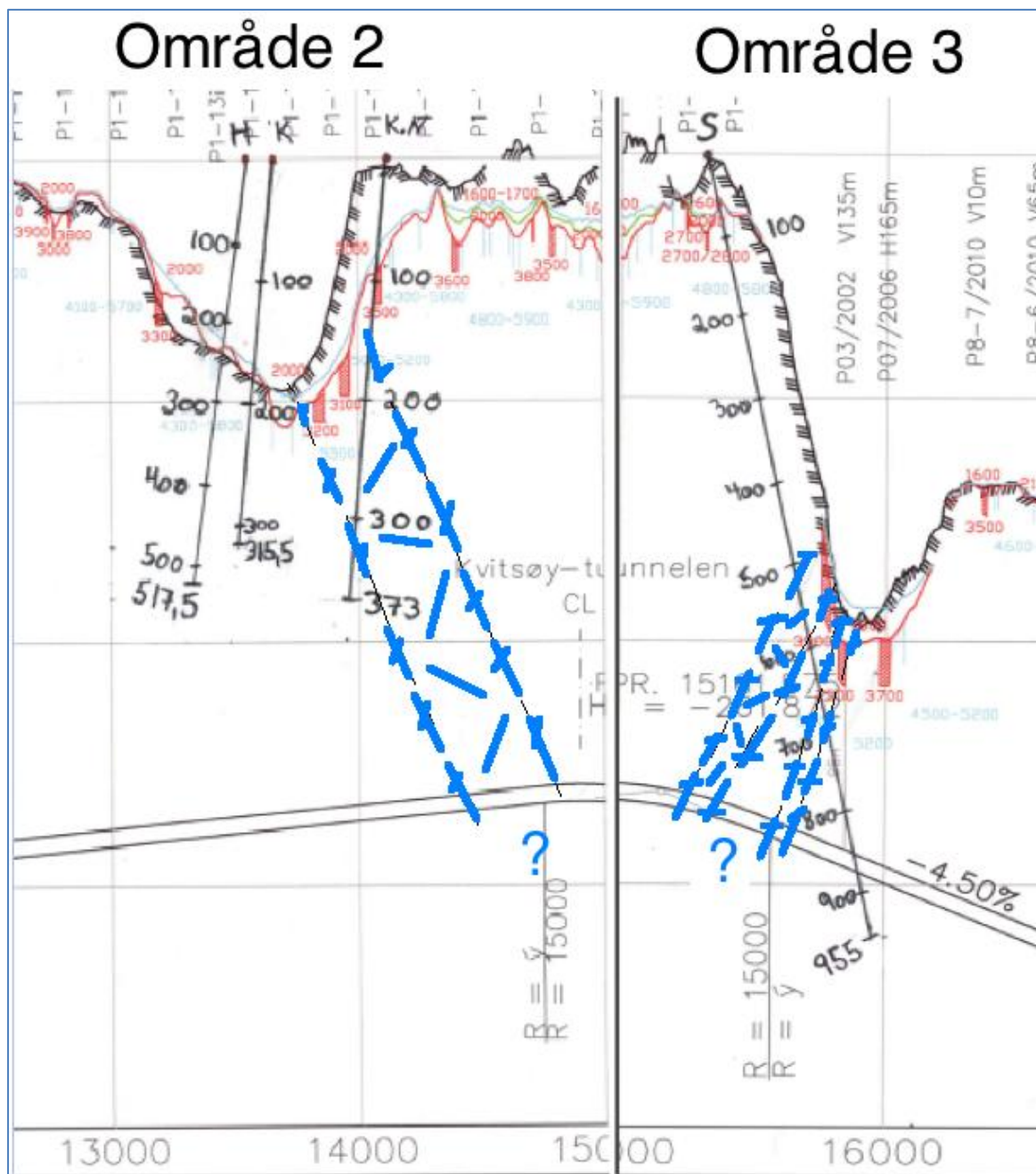
Område 3 strekker seg 500 m, hvor 105 m er antatt å være lavhastighetssonenes totale bredde. Dette betyr at 21 % av strekningen består av lavhastighetssoner. Gjennomsnittlig seismisk hastighet er 3367 m/s.

Gjennomsnittlig Q-verdi er 0,26.

Gjennomsnittlig bergoverdekning er 95 m.

Andelen soner med seismisk hastighet <3000 m/s er 33 % (1 av 3 soner).

Det er gjort kjerneboringer knyttet til område 2 og 3, sett i sammenheng med havbunnstopografien har sonene i områdene blitt tolket til å ha et forløp som heller svakt mot profil nr. 15 000 (figur 4-21).



Figur 4-21: Område 2 og 3 med antatt forløp av svakhetssoner.

4.4.1.3 Område 4 og 5 (profil nr. 17200 – 18 000 og profil nr. 19 200 – 21 300)

Område 4:	Område 5:
Profil nummer: 17200 – 18000	Profil nummer: 19200 – 21300
Antatte bergarter: Grønnstein og svartskifer	Antatte bergarter: Gabbro
Seismisk hastighet: 2500-3800 m/s	Seismisk hastighet: 2200 – 3800 m/s
Q-verdi: [0,012 – 0,9]	Q-verdi: [0,003 – 0,9]
Bergoverdekning: 60 – 120 m	Bergoverdekning: 75 – 105 m
Løsmasseoverdekning: 2 – 22 m	Løsmasseoverdekning: 0 – 29 m
Lavhastighetszonebredde: 7 - 35 m	Lavhastighetszonebredde: 10,5 – 24,5 m
Sjødyp: 226 – 275 m	Sjødyp: 217 – 302 m
Antall soner: 5 stk.	Antall soner: 15 stk.
Vanskelighetsgrad: Vanskelig til enkel	Vanskelighetsgrad: Vanskelig til enkel

Tabell 4-8: Nøkkeldata for område 4 og 5.

Område 4 er 800 m langt, med 102 m som lavhastighetssonenes totale bredde. Dette medfører at 12,75 % av strekningen består av lavhastighetssoner. Gjennomsnittlig seismisk hastighet er 3140 m/s.

Gjennomsnittlig Q-verdi er 0,13.

Gjennomsnittlig bergoverdekning er 85 m.

Andelen soner med seismisk hastighet <3000 m/s er 40 % (2 av 5 soner).

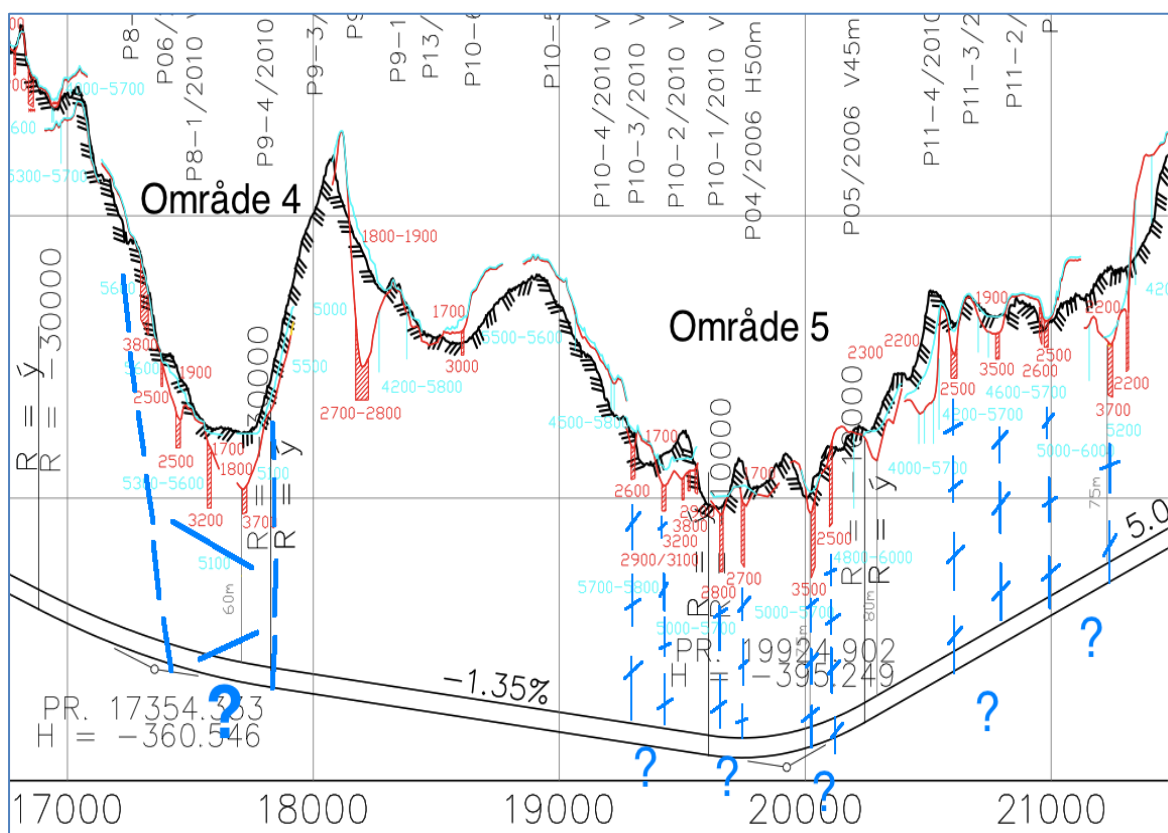
Område 5 strekker seg 2100 m. Lavhastighetssonenes totale bredde er 220,5 m, dermed er 10,5 % av strekningen bestående av lavhastighetssoner. Dette er den laveste prosentmessige andelen lavhastighetssoner. Dette kommer av områdets lange utstrekning og enkeltsonenes noe korte bredder sammenlignet med de andre områdene. Her finner en flest soner (15 stk.). Gjennomsnittlig seismisk hastighet er 2933 m/s.

Gjennomsnittlig Q-verdi er 0,06.

Gjennomsnittlig bergoverdekning er 89 m.

Andelen soner med seismisk hastighet <3000 m/s er 60 % (9 av 15 soner).

Område 4 og 5 har så langt ikke blitt undersøkt med kjerneboring, det er dermed gjort en tilsvarende tolkning som for område 1 hvor sonene antas å ha hovedsakelig et vertikalt forløp, se figur 4-22.



Figur 4-22: Område 4 og 5 med antatt forløp av svakhetssoner.

4.4.2 Andre aktuelle stabilitetsproblemer i områdene

De fleste stabilitetsproblemene i Norge er knyttet til forkastnings- og svakhetssoner. Aktuelle stabilitetsproblemer som er assosiert med svakhetssoner er i følge Nilsen og Dahlø, 1994:

- Stabilitetsproblemer og ras på stuff under driving
- Ras etter ferdigstillelse av tunnel
- Svelling
- Tunnelskvising.

- Vanninnlekkasje inn i tunnelen

Svelling, skvising og vanninnlekkasje er beskrevet nærmere nedenfor.

4.4.2.1 Svelling

Svelling er i følge Stefanussen, 1999, en tidsavhengig volumutvidelse som involverer fysisk-kjemisk reaksjon med vann. Kjemisk reaksjon med vann er den største bidragsyteren til svelling. Smektitt og det svellende mineralet montmorolitt er vanlige svellende leirmineraler i Norge. Disse svellende mineralene er et resultat av omvandlet feltspat fra bergmassens bergart.

Alle lavhastighetssoner innebærer en risiko for svelling. En lavhastighetssone kan være vannførende, noe som kan medføre tilstedeværelse av svellende mineraler. Knusningssoner med leirslepper finnes i alle norske geologiske formasjoner, hvor særlig de prekambriske gneisene inneholder større mengder feltspat som kan omvandles til svellende leirmineraler. Likevel må det poengteres at nesten alle lavhastighetssoner kan vise seg å være utsatt for svelling, slik at testing av hver enkelt sone kan være nødvendig (Nilsen and Broch 2009).

Svellestestene vist i kapittel 3.5 (tabell 3.1) er gjort utelukkende i svartskifer (tabell 4-1). Disse tyder på middels aktiv til meget aktiv leire (fri svelling) og middels svelletrykk (0,27 og 0,28 MPa), med tanke på Statens vegvesens krav om full utstøpning ved svelletrykk $>0,5$ MPa (Vegvesen 2010). Dette gjelder for område 2, 3 og 4 (tabell 4-7 og 4-8), som alle er antatt å inneholde svartskifer.

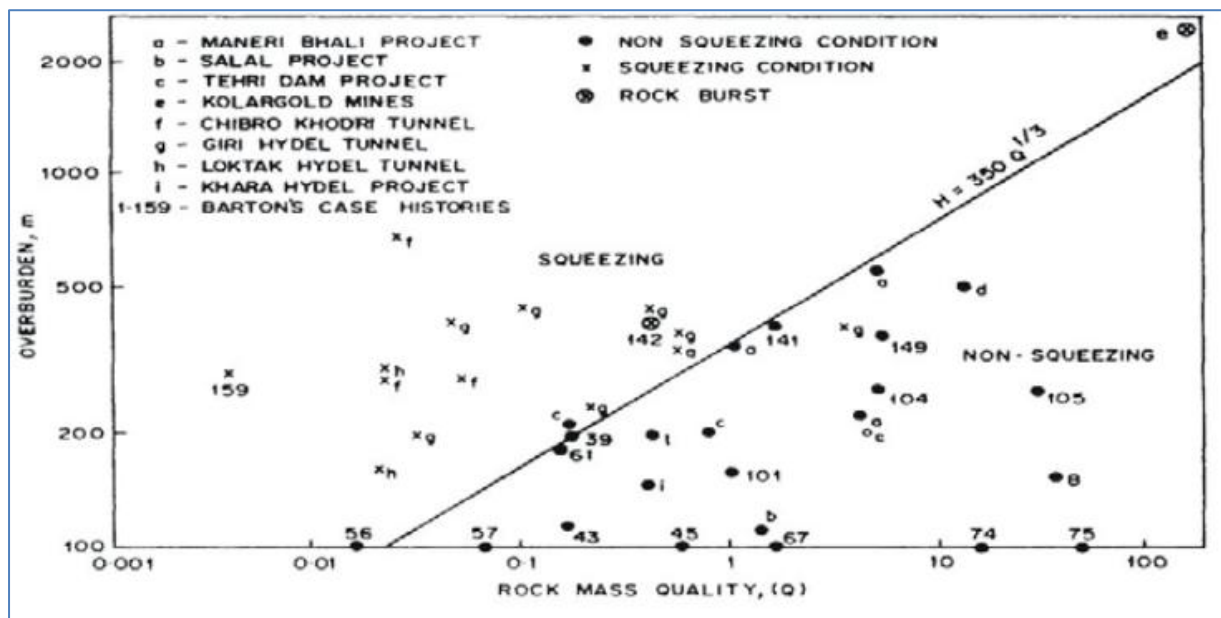
XRD-testene i kapittel 3-6 (tabell 3.2) viser at den granittiske gneisen fra Vestre Bokn inneholder 80 % feltspat, noe som gir god grobunn for dannelse av svellende materiale. Kun i område 1 (tabell 4-6) er det påvist granittisk gneis. Metagabbro prøvene fra Alstein viste et innhold på 70 % feltspat, dog dette antas å være noe høyere enn det er i realiteten. Likevel er det et relativt høyt innhold av svelledannende mineraler, og det er påvist gabbro i område 1 (tabell 4-6) og 5 (tabell 4-8). Grønnsteinen på Kvitsøy inneholder 42 % feltspat, en del lavere enn i de andre prøvene. Uansett et tegn på at en må være oppmerksom på at svellende materiale kan forekomme. Grønnstein finnes i område 2, 3 og 4.

4.4.2.2 Skvising

I følge Stefanussen, 1999, defineres skvising eller tyteberg som tidsavhengige deformasjoner rundt tunnel periferien. Skvising er som regel assosiert med kryp forårsaket av overskridelse av bergmassens skjærspenning. Deformasjonen kan foregå under driving eller fortsette over en lengre periode.

I en bergmasse med lav E-modulus og lav trykkfasthet, sammen med høye in-situ bergspenninger, er det mulig at tidsavhengige deformasjoner vil skje. Svake bergarter som f.eks. fyllitt og skifer eller svakhetssoner er tilbøyelige for denne type plastisk tøyning eller kryp. Mesteparten av deformasjon rundt tunnelperiferien skjer kun mindre enn 2 tunneldiameter lengde bak stuff. Dette kan resultere i stabilitetsproblemer og uønsket tunnelkontur. Deformasjonsmålinger og optimalisering av sikringsinstallasjon før driving er viktig (Panthi and Nilsen 2007).

Det har blitt laget en empirisk korrelasjon mellom Q-verdi og bergoverdekning, som kan forutsi om en vil ha skviseforhold. Figur 4-23, viser for hvilke Q-verdier og bergoverdekninger en vil ha skvising problematikk (Singh, Jethwa and Dube 1992). Denne korrelasjonen tar kun for seg bergoverdekning og bergmassekvalitet, og ikke bergartens styrke.



Figur 4-23: Korrelasjon mellom bergoverdekning, Q-verdi og skvising. Den lineære linjen representerer hvor en kan få skvising problemer gitt at en har bergoverdekning og Q-verdi (Singh, Jethwa and Dube 1992)

Tabell 4-9 viser hvor mye bergoverdekning som er nødvendig for å muliggjøre skvising ved de laveste og gjennomsnittlige Q-verdiene i de 5 områdene. Ligning for den lineære linjen i figur 4-23 er utgangspunktet for de utregnede bergoverdekningene.

Område	Q, min	Q, snitt	Bergoverdekning, Qmin	Bergoverdekning, Qsnitt
1	0,08	0,16	151	190
2	0,11	0,19	168	201
3	0,012	0,26	80	223
4	0,012	0,13	80	177
5	0,003	0,06	50	137

Tabell 4-9: Nødvendig bergoverdekning og Q-verdi som trengs for at det kan være fare for skvising. Bergoverdekningen er utregnet etter ligningen i figur 25 (Singh Et. al., 1992).

I område 1 (tabell 4-6) er høyeste bergoverdekning 121,5 m, noe som i følge Singh et. al, 1992, vil tilsa at en ikke vil ha skvising. I området 2 (tabell 4-7), hvis forløpet til svakhetssonen er slik en har beskrevet i figur 4-21, kan en ha bergoverdekning på 222 m og dermed mulighet for skvising. For område 3 (tabell 4-7), er situasjon ganske lik område 2. Hvis forløpet er som beskrevet i figur 4-21, vil en også ha en mulighet for skvising. Ved område 4 og 5 (tabell 4-8) er det også mulighet for skvising, da maks bergoverdekningen er på henholdsvis ca. 120m og 105m. Dette er de dårligste Q-verdiene og det er svært usikkert om det er overensstemmelse med de høyeste bergoverdekningene.

Ved å se på Q,snitt verdier er det kun område 2 og 3 (tabell 4-7) som kan ha skvising. Generelt antas det ikke at større deler av områdene kan gi skvising, men eventuelt kortere lengder innenfor vært området.

Det er også vanskelig å gi en kvalitativ verdi på hvor stor fare det er for skvising, da dette krever en atskillig mer nøye gjennomgang. Ved det nærliggende tunnelanlegget på Rennfast opplevde en problemer med deformasjoner i sålen etter at tunnelen var ferdigstilt (NGI, 2010).

4.4.2.3 Vanninnlekkasje

Dårlig bergmassekvalitet sammen med vanninnlekkasje kan gi stabilitetsproblemer. Blant stabilitetsproblemene er nedsatt friksjon, utvasking, ras av slepper og knusningssoner mot tunnelen. Samt forvitring, korrosjon og svelling (Broch og Nilsen, 2009).

Erfaringer fra andre tunnelanlegg viser at i områder med Q-verdi fra 0,1 til 1, vil den hydrauliske konduktiviteten være størst. Dette forklares med at bergmassen kan være svært oppsprukket med lite leirinnhold. Mens i områder med $Q \leq 0,1$ vil ofte leirinnholdet gjøre bergmassen tett og mindre vannførende. Ellers bør en være oppmerksom eventuelle vannførende sprekker som kan være kontinuerlige helt opp til sjøbunnen, og gi et tilnærmet fullt statisk vanntrykk. Disse kan gjerne opptre i områder med $Q > 1$ (K. Holmøy 2008). De 5 vanskeligste områdene har en gjennomsnittlig Q-verdi fra 0,06 – 0,26.

Andre grunnforhold som kan innvirke på den hydrauliske konduktiviteten er bergspenninger. Orientering av bergspenninger i forhold til sprekkeretning, svakhetssoner og regionale forkastninger kan si noe om faren for innlekkasje. Spesielt sprekker og soner som er både tilnærmet parallell med største hovedspenning og 45 grader i forhold til regional forkastning. Dette kan forventes til en viss grad i NS-gående svakhetssoner ved Rogfast (Holmøy, 2008). Dette kjennetegner til en viss grad området 1 og 2, som har antatte NS-gående svakhetssoner.

Hvor stor innlekkasje en får er blant annet avhengig av leirinnhold i knusningssonen. I tillegg hvor åpne og kontinuerlige sprekke er. Fra vanntapsmålingene som er utført i alle kjerneboringene på Rogfast, er det en generell trend med mindre innlekkasjer mot dypet (Holmøy, et al. 2011). Verdiene fra vanntapsmålingene er generelt lave, høyeste målte var 5,17 Lugeon på Sauholmen (klassifisert som mellom lavt og moderat), og sprekkeforholdet er karakterisert som tette med noen delvis åpne sprekker, se tabell 3-1. I området generelt er det vanskelig å si noe om vanninnlekkasje, siden slike vanntapsmålinger kun er et nålestikk i bergmassen.

Basert på generelle kunnskaper om egenskapene til bergartene i området, erfaringer fra nærliggende anlegg og kjerneboringer er det blitt laget en grov inndeling av forventet innlekkasje utenom svakhetssoner (Holmøy, et al. 2011)

- Fyllitt og grønn-stein-skifer: Lite innlekkasje.
- Gabbro (Karmøy Ofiolitten): Moderat innlekkasje
- Grunnfjellsgneis: Moderat til omfattende innlekkasje

I område 1 er det forventet å møte både gabbro og grunnfjellsgneis, noe som kan gi moderat til omfattende innlekkasje. I område 2, 3 og 4 forventes det å drive igjennom grønnstein og svartskifer, som anslås å gi lite innlekkasje. I området 5 er det forventet å møte gabbro og dermed moderat innlekkasje.

Generelt fra nærliggende anlegg har det vært bergartsgrenser mellom svake og harde bergarter, som har gitt mest innlekkasje. I tillegg til erfaringer fra nærliggende anlegg, så påpeker også litteraturen at innlekkasjen avtar ved økende dyp og spenning (NGI, 2010).

4.4.3 Oppsummering og rangering av områdene

Helt til slutt er det forsøkt å lage en rangering av de antatt 5 vanskeligste områdene. Tabell 4-9 gir en oversikt over rangering, hvor 1 er vanskeligst og 5 enklest, samt de ulike parametere som utgjør rangeringen. Det er i utgangspunktet vanskelig å gjøre en rangering, spesielt når det kun er kjerneboret i 2 av de 5 områdene. Dermed blir en slik rangering veldig avhengig av seismikk, mulig bredde, bergoverdekning og sjødyp. Dette er parametere som kan gi en indikasjon på hvor vanskelig et område kan være, men på langt nær si noe sikkert.

Parameterne er gitt som gjennomsnitt og prosent for lettere å samle informasjonen. Likevel er det ikke sikkert at dette gir et riktig bilde av områdene, men det blir en måte å si noe kvalitativt om områdene. Viktige aktuelle stabilitetsproblemer som svelling, skvising og vanninnlekkasje er ikke nevnt i rangeringen. Da dette er stabilitetsproblemer det er vanskelig å sette en verdi eller rangering på ved nåværende tidspunkt.

Rangering	Område	Gj. snittlig bergoverdekning [m]	Gj. snittlig seismisk hastighet [m/s]	Gj. snittlig Q-verdi fra seismikk	Gj. snittlig sjødyb [m]	Andel lavhastighetssoner (<4000 m/s)	Andel soner <3000 m/s	Total bredde [m]
1	5	89	2933	0,062	262	10,50 %	60 %	2100
2	3	95	3367	0,258	179	21 %	33 %	500
3	4	85	3140	0,126	216	12,75 %	40 %	800
4	1	100	3212	0,159	113	14,90 %	0 %	1000
5	2	197	3275	0,194	46	11,50 %	0 %	1000

Tabell 4-10: Rangering over de antatt 5 vanskeligste områder langs trasen. 1 er antatt vanskeligst og 5 enklest av de fem områdene.

Område 3, 4 og 5 har traseens laveste gjennomsnittlige bergoverdekninger, de eneste med seismiske hastigheter under 3000 m/s, samt de største sjødypene. Område 4 og 5 har også de laveste enkeltstående bergoverdekningene på henholdsvis 60 m og 75 m. Blant disse tre stikker område 3 seg ut med å ha den største gjennomsnittlige seismiske hastigheten av de fem områdene, likevel er den rangert over område 4. Grunnet for denne antagelsen er område 3 sin korte totale bredde sammenlignet med de andre, og det faktum at hele 21 % av denne lengden er antatte lavhastighetssoner. Med andre ord, inntil dobbel så høy hyppighet av lavhastighetssoner som de andre områdene.

Rangeringen av område 1 og 2 som de antatt "enkleste" områdene er hovedsakelig basert på at de har atskillig mindre sjødyb enn de andre områdene. Dermed er faren for høye vanntrykk i området mye lavere. I tillegg legges det vekt på at andelen soner med seismisk hastighet under 3000 m/s er 0 % i begge områdene. Dette står i særlig sterk kontrast til område 5, hvor hele 9 av 15 soner (60 %) har hastigheter under 3000 m/s, som i denne oppgaven er antatt å være de svakhetssonene med størst vanskelighetsgrad (tabell 4-5). Som nevnt er ikke områdene 1, 4 og 5 undersøkt med kjerneboringer, men ut ifra verdiene i 4-10 er de rangert som vanskeligere enn område 2 som er undersøkt med kjerneboringer. Kjerneboringene i område 2 viste som tidligere beskrevet lave Q-verdier, noe som ut ifra rangeringen tyder på utfordrende forhold i alle områdene.

5 Mulig metodikk for driving og sikring gjennom de ulike kategoriene av svakhetssoner

Denne masteroppgaven konsentrerer seg om svakhetssonene som Rogfast tunnelen ser ut til å måtte krysse. Det er i kapittel 4 gjort en nøye gjennomgang av bergmassekvaliteten knyttet til disse sonene, basert særlig på kjerneboringer og seismikk. For å klassifisere sonene er de inndelt i tre vanskelighetsgrader; enkel, middels og vanskelig, og tildelt sikringsklasser basert på tabell 5-1. Først gjøres en gjennomgang av generell drive- og sikringsmetodikk i norske tunneler. Deretter ses det nærmere på de fem vanskeligste områdene og mulig metodikk for driving og sikring. Tilslutt gjøres en oppsummering og diskusjon rundt forslag til sikring i Rogfast basert på erfaringer fra andre tunnelprosjekter.

5.1 Sikringsklasser og sikringsmidler

Sikringsmetodikk i norske tunneler oppsummeres kort i tabell 5-1. Prinsippet er at ved hjelp av geologiske og geofysiske forundersøkellesmetoder kan det gjøres en vurdering på bergets kvalitet i form av en Q-verdi. Dette er igjen knyttet til en sikringsklasse som forteller hvilken permanent sikring som bør installeres i tunnelen (Vegvesen 2010).

Håndbok 021 (Vegvesen 2010) gir i tillegg følgende punkter med tilleggs kommentarer til tabell 5-1:

- Ved driving inn mot svakhetssoner etableres en undersøkelses- og sikringssone minimum 15 m foran svakhetssonen. Her startes sonderboringer, forbolting og eventuell injeksjon.
- Q-verdi i dagen, brukt til planlegging av mengde og type av sikring, er forskjellig fra Q-verdier funnet på sprengt flate.
- Salvestørrelse bør vurderes i forhold til bergmasseforhold og spennvidde. Salvelengden bør reduseres minst fra og med sikringsklasse IV.
- Bolter til permanent sikring skal normalt være omsluttet av betong og

gyst med godkjent boltemørtel, for lengst mulig levetid.

- Endeforankret bolt til permanent sikring skal være limt (polyester) og ikke mekanisk forankret.
- Gitterbuer kan benyttes i stedet for dobbeltarmerte buer i sikringsklasse V.
- Sikringsopplegg i bergmasse med store deformasjoner på grunn av sprak eller tyteberg skal dimensjoneres spesielt
- Ved bergtrykksproblemer brukes limte endeforankrede bolter (polyester).
- I sikringsklasse I kan behovet for systematisk bruk av sprøytebetong vurderes.

Bergmasse klasse	Bergforhold Q-verdi ⁽¹⁾	Sikringsklasse Permanent sikring
A/B	Lite oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand > 1m. Q = 10 – 100	Sikringsklasse I - Spredt bolting - Sprøytebetong B35 E700 tykkelse 80 mm, ned til 2 m over såle
C	Moderat oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand 0,3 – 1 m. Q = 4 – 10	Sikringsklasse II - Systematisk bolting (c/c 2 m), endeforankrete, forspente, gyste - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm, sprøytes ned til såle
D	Tett oppsprukket bergmasse eller lagdelt skifrig bergmasse. Midlere sprekkeavstand < 0,3 m. Q = 1 – 4	Sikringsklasse III - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 100 mm eller mer. - Systematisk bolting (c/c 1,5 m), endeforankrete, endeforankrete som gyses i ettertid, eller gyste
E	Svært dårlig bergmasse. Q = 0,1 – 1	Sikringsklasse IV - Forbolting ved Q < 0,2, ø25 mm, maks. c/c 300 mm - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm. - Systematisk bolting, c/c 1,5 m, gyste - Armerte sprøytebetongbuer ved Q < 0,2, buedimensjon E30/6 ø20 mm, c/c 2 – 3 m, buene boltes systematisk, c. 1,5 m, lengde 3 – 4 m. ⁽²⁾ - Sålestøp vurderes
F	Ekstremt dårlig bergmasse. Q = 0,01 – 0,1	Sikringsklasse V - Forbolting, c/c 200 – 300 mm, ø32 mm eller stag (selvborende). - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 – 250 mm. - Systematisk bolting, c/c 1,0 – 1,5 m, gyste. - Armerte sprøytebetongbuer, buedimensjon D60/6+4, ø20 mm, c/c 1,5 – 2 m, buene boltes systematisk, c. 1,0 m, lengde 3 – 6 m. ⁽²⁾ - 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.

⁽¹⁾ Q-verdiene er gitt for uniaxial compressive strength, UCS = 100 MPa
⁽²⁾ For krav til materialer, metoder og løsninger henvises til Teknologirapport nr. 2538: Arbeider foran stuff og stabilitetssikring i vegtunneler.

Tabell 5-1: Statens vegvesen sin sammenheng mellom bergmasseklasser og sikringsklasse (Vegvesen 2010).

Tabell 5-1 viser at tunnelen i sin helhet kan deles inn i seks forskjellige bergmasseklasser og sikringsklasser. Bergmasseklassen inndeles etter seks Q-verdi intervaller som representerer en sikringsklasse. Generelt bestemmes Q-verdi basert på oppsprekking, sprekke forhold, vann og spenninger. Skjema for bestemmelse av Q-verdi kan ses i vedlegg 2.

Under sikringsklasse i tabell 5-1 gis veiledende forslag til permanent sikring for hver sikringsklasse. Alle punktene med foreslått sikring innen hver sikringsklasse skal gjennomføres for å oppnå det som er antatt å være tilstrekkelig sikring. Den permanente sikringen består altså stort sett av flere sikringsmetoder i kombinasjon. Disse er i følge håndbok 021 (Vegvesen 2010):

- rensk

- bolter
- bånd og nett
- sprøytebetong
- sprøytebetongbuer
- betongutstøpning
- forinjeksjon som stabilitetssikring
- forbolting

Rensk står ikke i tabell 5-1, men utføres hovedsakelig etter at hver salve er sprengt, såkalt driftsrensk, for at arbeidene kan gjennomføres på en sikker måte. Først gjøres en grov maskinrensk, som suppleres med manuell spettrensk for å få bukt med løst materiale som henger igjen. Mer utfyllende informasjon om rensk er tilgjengelig i Statens vegvesens håndbok 025 (Vegvesen 2012a).

Bolting gjøres enten spredt eller systematisk. Spredt bolting er kun i sikringsklasse I, og gjøres ved høye Q-verdier med store blokker. Boltingen gjennomføres ved å observere enkelt blokker som så sikres. Systematisk bolting gjelder for de resterende sikringsklassene, og dermed Q-verdier <10. Da er berget tettere oppsprukket, slik at det boltes i et bestemt mønster, hvor avstanden mellom boltene varierer fra 1x1 m til 2x2 m (c/c). Hovedfunksjonen ved systematisk bolting er å "lime" sammen en sone med dårlig berg som festes i bedre bakerliggende berg og dermed danner en sone av forsterket lastbærende bergmasse. Det vanligste er å bruke CT-bolter med 3-4 meters lengde, og de fungerer som både midlertidig og permanent sikring. Disse skal ettergyses for full innstøpning og forspennes. Systematisk bolting gjøres etter påføring av sprøytebetong (Vegvesen 2012a).

Fjellbånd benyttes stort sett bare som et midlertidig oppheng av forbolter før sprøyting av armerte sprøytebetongbuer. Uten påføring av sprøytebetong i tillegg er det uaktuelt med bruk av bånd, fordi det er en alt for deformbar sikringsmetode (Vegvesen 2010a).

Sprøytebetong påføres for berg i alle sikringsklassene med tykkelse fra 80mm til 250mm. B35 E700/1000 betyr at betongen har 35 MPa i trykkstyrke og en energi absorpsjon på 700J eller 1000J. Fiberarmert og alkalifri sprøytebetong fungerer som

både arbeidssikring og permanent sikring, og påføres mer eller mindre systematisk i dagens tunneler (Hatlenes 2011). Sprøytebetongens hovedfunksjoner er å holde på plass løst/ustabilt berg og nøkkelblokker, særlig i kombinasjon med bolter for å opprettholde en forsterket buekonstruksjon i berget og dets selvbærende funksjon. Har i tillegg en indirekte forsterkende effekt ved å øke omslutningstrykket (Kaiser and Tannant 2001). I dag benyttes ofte plastfiberarmering i sprøytebetongen, særlig i undersjøiske tunneler hvor krav til bestandighet mot aggressive miljøer er viktig. I tillegg gir de betongen større evne til deformasjon (NFF 2008).

Sprøytebetongbuer, betongutstøpning, forinjeksjon som stabilitetssikring og forbolting utføres hovedsakelig i forbindelse med svakhetssoner. Dette vil gjennomgås nærmere i kapittel 5.2.

5.2 Generell utførelse av driving og sikring gjennom svakhetssoner

Totalkostnadene for en tunnel er i størst grad knyttet til den generelle bergmasekvaliteten i tunnelen, men svakhetssoner utgjør ofte en betydelig del av kostnadene. Samtidig kan de være utslagsgivende for et prosjekt til tross for at de som regel bare utgjør en mindre prosentandel av tunnelen. Rogfast tunnelen har for eksempel en relativt vanlig andel svakhetssoner på ca. 7% (Eidesen 2012).

Svakhetssoner har vist seg å kunne føre til alvorlige stabilitetsproblemer, hvor Oslofjord tunnelen og Atlanterhavstunnelen er gode eksempler (Karlson 2008) (Andreassen 1999). Teknologirapport nr. 2538 (Vegvesen 2010a) gir elleve punkter som oppsummerer hovedprinsippene med tanke på driving gjennom partier som krever tung sikring:

1. Etabler sikringszone minimum 15 m før kjent sone funnet ved forundersøkelser og/eller boreparametertolkning. Sonderboring brukes til å påvise vann og eventuelt behov for injeksjon. Kjerneboring vurderes, avhengig av sonen.
2. Utvid profilet for å kunne etablere nødvendig sikring.
3. Start injisering der det ikke utføres systematisk forinjeksjon. Behovet vurderes. Vann vil alltid være et problem og innlekkasjen bør minimaliseres. Det er viktig at

injeksjonen er vellykket før videre fremdrift. Vurder data fra boreparametertolkning.

4. Forbolt hele hengen og eventuelt vegger. Boltene gyses. I bergklasse F skal sålen stabiliseres.

5. Etabler bue til å støtte opp forboltene i bakkant, buen sprøytes før neste salve.

6. Ny salve med redusert salvelengde, eventuelt delt salve.

7. Kartlegging og bestemmelse av arbeidssikring / permanent sikring.

8. Sprøyting av heng, tykkelse 15 - 25 cm, eventuelt sprøyting av stuff.

9. Systematisk bolting gjennom sprøytebetongen, rutemønster 1 m x 1 m, ev. 1,5 m x 1,5 m avhengig av sikringsklasse. Boltene gyses. Boltelengden vurderes i sammenheng med tunnelprofil og risiko for punktering av injeksjonsskjerm.

10. Eventuell ny injeksjonsboring med boreparametertolkning, alternativt sonderboring.

11. Nye forbolter, osv.

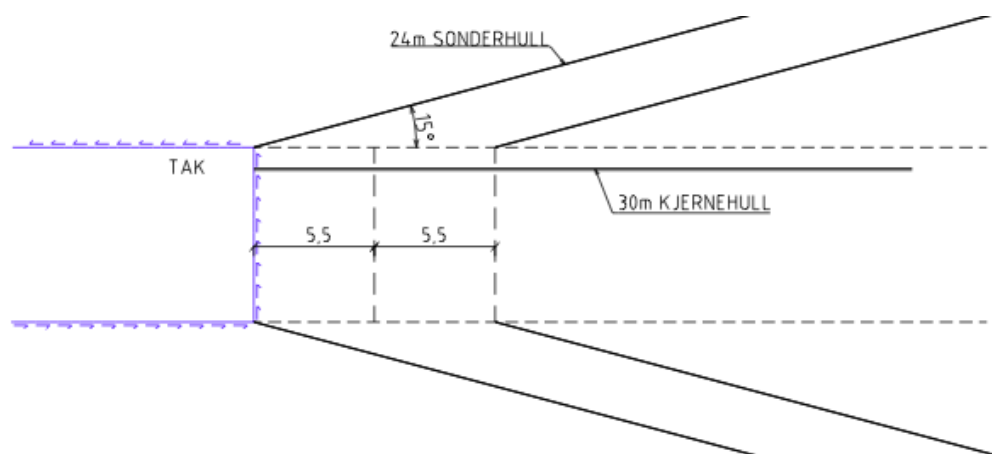
I enkelte tilfeller kan det være nødvendig med støp på stuff, slik at det bør vurderes å ha slike støpeskjold tilgjengelig. Stort sett klarer en å oppnå tilstrekkelig arbeidssikring med sprøytebetong og bolter til at støp kan utføres bak stuff, noe som er tidsbesparende. Sprøyting på veldig ustabil stuff kan være problematisk ved tilstedeværelse av vann. Tiltak kan være forinjeksjon eller drenasjehull som leder vann bort fra stuff, slik at sprøytebetongen rekker å herde (Vegvesen 2010a).

Punktene ovenfor gir en god oppsummering av framgangsmåten som anbefales når en driver gjennom svakhetssoner. Dette er et godt supplement til tabell 5-1 som viser hvilke sikringsmetoder og mengder som bør benyttes.

Ifølge teknologirapport nr. 2538 (Vegvesen 2010a) er det en vanlig oppfatning at de vanskeligste svakhetssonene har seismiske hastigheter <3500 m/s (bergklasse D til F). Mens bergklasse G har seismisk hastighet <2500 m/s. Herunder kan sonenes

karakteristikk variere kraftig. Vann under høyt trykk, spenningssituasjon og bergkvalitet er eksempler på parametere som påvirker driving og sikrings metodikk. Derfor er det avgjørende med en nøye klassifisering av sonene som kommer til å krysses, slik at kryssingen kan gjennomføres best mulig og til overkommelig pris. En slik klassifisering er forsøkt gjort i kapittel 4, mens kapittel 5 og 7 bygger videre på det, og tar for seg mulig metodikk og tid/kostnads estimat.

En viktig del av driving gjennom svakhetssoner er undersøkelser gjennomført under driving. Figur 5-1 viser et eksempel ved driving av en undersjøisk tunnel. Systematisk sonderboring oppdager en svakhetszone, og det opprettes en sikkerhetszone på 15 m. Herfra bores det et 30 m langt kjerneborehull for å detaljkartlegge sonen. I tillegg sonderbores minimum seks 24 m lange hull ($T > 9,5$), hvor tre bores i hengen og resten nedover fra sålen (pga. bedre forløps kontroll av sonen). Vanlig å sonderbore for hver andre salve. Utføres det systematisk injeksjon, kan injeksjonshullene sonderbores og gjerne borparametertolkes (MWD) (Vegvesen 2010a).



Figur 5-1: Hovedprinsippet bak sonderboring og kjerneboring på stoff. Salver på 5,5 m (Vegvesen 2010a).

Q-verdi (veiledende)	Sikringsklasse	Sikring foran stuff
0,001 – 0,02	VI - V	Rørskjerm/jet-grouting/frysing
0,02 – 0,2	V - IV	Forbolting
> 0,2	IV opp til I	Forbolter ved grovblokkig nesten horisontal lagdeling, lav innspenning og ved påhugg

Tabell 5-2: Veiledende Q-verdier for forsterkning av bergmasse før sprengning (NFF 2008).

Tabell 5-2 gir veiledning til hvilke sikringsmetoder som bør vurderes avhengig av Q-verdi. Tabellen kan betraktes som en tillegg til tabell 5-1. Metodene som foreslås har som formål å beholde det teoretiske tunnelprofilen når en driver gjennom en eventuell sone. I tabellen står det sikring foran stuff, og dette innebærer at en forsterker berget som ennå ikke er drevet igjennom, på samme måte som undersøkelsesboringene i figur 5-1. Utelatt fra tabellen er forinjeksjon, som gjerne utføres systematisk for tetting av vanninnlekkasjer.

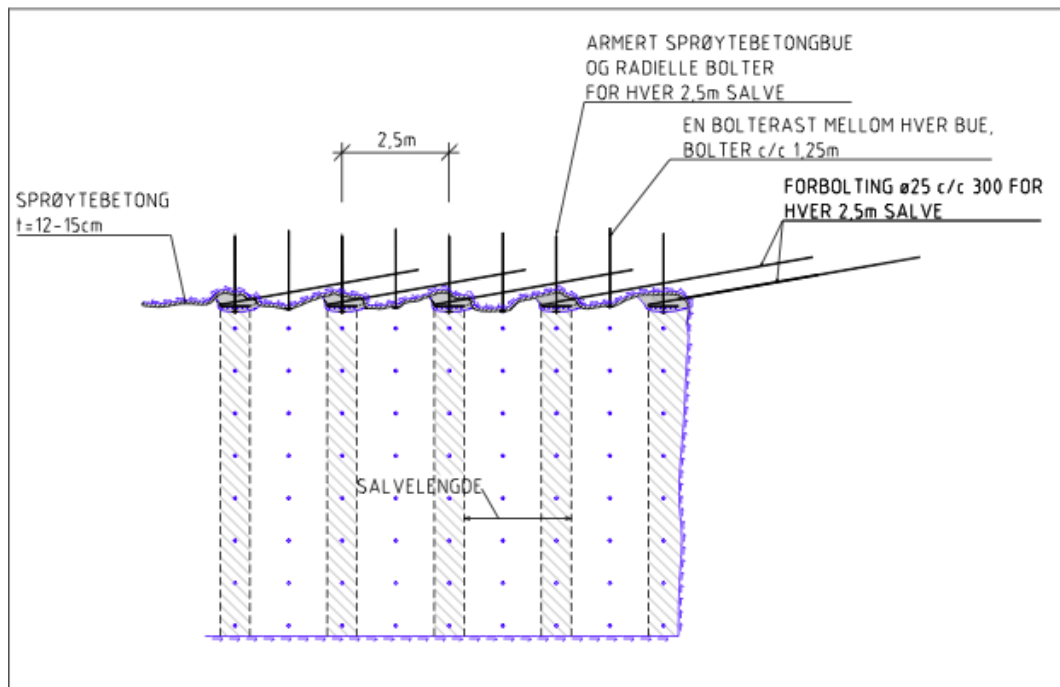
Forinjeksjon kan også benyttes for å gi økt stabilitet. Injeksjon utføres hovedsakelig for å tette bergmassen for vanninnlekkasjer. Tetthetskrav for en undersjøisk tunnel er vanligvis 300 l/min/km (Vegvesen 2010). Økt stabilitet er vanligvis en positiv tilleggseffekt, men kan også benyttes til bergforsterkning. Det kan være aktuelt å benytte systematisk injeksjon for å forsterke en svakhetsone med svært dårlig stabilitet kombinert med høyt vanntrykk slik at sonen kan drives og deretter sikres permanent. For tetting av berget kan en dele injeksjonsopplegget inn i klasser etter Q-verdi, hvor en benytter sonderboringer for å vurdere om berget er tilstrekkelig tett underveis. Ved injeksjonsstabilisering av en sone vil en på samme måte vurdere sonens vanskelighetsgrad, og tilpasse injeksjonsopplegget deretter. Det anbefales å bore mange hull fordelt over hele stoffen (c/c 1 – 1,5 m). Lengden på skjermene er som oftest kortere enn vanlige injeksjonsskjermer for tetting, ettersom sonenes løsmasse innhold vanskeliggjør boringen (NFF 2008).

Forbolting skal ifølge tabell 5-1 og 5-2 benyttes ved driving gjennom svakhetssoner med Q-verdi < 0,2 (sikringsklasse IV og V), slike soner kan gi ras på stuff.

Forboltene hovedformål er bevare tunnelprofilet ved å gi økt normalspenning. Tabell 5-1 viser at de er vanlige å bruke i samspill med bolter, sprøytebetong, buer eller utstøpning. Kjenner en til hvor sonen starter, skal drivingen stoppe minimum 15 m før sonen. Da starter en montering av forbolter, buer, injeksjon og eventuelt redusert salvelengde. Forboltene er typisk 5-8 m lange kamstålbolter med 25 mm eller 32 mm diameter (f.eks. Ø25mm). Ved 6 m lange bolter brukes 1 m til oppheng i bakkant, slik at 2,5 m er en hensiktsmessig salvelengde, hvor en ny serie forbolter monteres etter hver salve. Forboltene gis understøtte i bakhånd av sprøytebetong buene (figur 5-2). En kombinasjon av fjellbånd, bolter og fiberarmert sprøytebetong kan også benyttes som understøtte. Dette er viktig å ha på plass før neste salve skytes. Normen er å presse boltene inn i allerede gyste hull, men hvis det er problemer med at hullene raser kan det benyttes selvborende stag som det injiseres gjennom (Vegvesen 2010a) (NFF 2008). Forboltingen gjøres på samme måte som sonderboringene i figur 5-1, men hullene er som sagt mye kortere (6 – 8 m) og tettere hverandre.

Rørskjermer, jet-grouting og frysing er sjeldnere brukte metoder for driving gjennom svakhetssoner. Frysing har ikke blitt benyttet i norske tunneler siden Oslofjordtunnelen på nitti tallet (se kapittel 6). Rørskjermer er stive stålrør som monteres i en skjerm rundt tunnelprofilet, og dermed kan forebygge ras. Rørene er gjerne som selvborende stag og kan injiseres igjennom. Typisk rørdiameter er 75 - 120 mm med ståltykkelse på 5 - 7 mm, altså adskillig større dimensjoner enn forbolter og vil da gi stivere sikring. Metoden prøves nå for første gang i Norge i Holmestrandstasjon, og har hatt gode resultater andre steder i svakt berg. Jet-grouting også heller uprøvd i Norge. Metoden innebærer at en borer et rør med dyser inn i løsmasser. Røret trekkes så roterende tilbake mens det spyler ut sement med høyt trykk, dermed vil en erstatte og blande inn sement med løsmassene (NFF 2008).

Til nå har dette kapittelet gått gjennom sikring foran stuff fra tabell 5-2. Resten av kapitelet vil handle om sikring bak stuff i form av sprøytebetongbuer og sprøytebetonghvelv/utstøpning.



Figur 5-2: Sikringsskisse (Vegvesen 2010a).

Sprøytebetongbuer har i mange tilfeller erstattet full utstøpning i norske tunneler ettersom det er raskere og billigere å montere. Figur 5-2 viser et typisk oppsett av sprøytebetongbuer kombinert med radielle bolter, forbolter, sprøytebetong og redusert salvelengde. I tabell 5-1 er det to typer sprøytebetongbuer i henholdsvis sikringsklasser IV og V. I klasse IV skal det benyttes armerte buer med dimensjoner E30/6 ø20 mm, c/c 2-3 m, systematisk bolting c. 1,5 m, lengde 3 – 4 m. Dette betyr enkelarmerte buer, tykkelse 30 cm med 6 armeringsjern (20 mm jerdiameter) i hver bue, 2 – 3 m senteravstand mellom buene, systematisk radiell bolting med 1,5 m avstand (3 – 4 m lange). For buene i sikringsklasse V gjelder samme prinsipp, men hvor D60/6+4 betyr dobbelarmerte buer med 60 mm tykkelse og 6 armeringsjern i første lag og 4 i andre lag. Lasten av berg mellom buene skal også dimensjoneres for. Radielle bolter skal være fordelt gjennom hele buen, og med en lengde slik at de kan inngå i den generelle boltesikringen. Armeringens funksjon er å hindre deformasjon etter hvert som en bue lastes. I enkelte tilfeller hvor kontakten mellom betong og berg ikke er optimal må fundament i såle eller vegg til for å ta opp kreftene. Forventes det store deformasjoner nederst i veggene bør sålen støpes. Alternativt boltes nedre del av buene med lengre og kraftigere bolter. Montering gjøres ved at det først settes radielle bolter påmarkert teoretisk sprengningsprofil. Profilet utjevnes så med sprøytebetong før armeringsjernene monteres rundt profilet og

festes til de radielle boltene med tverrstag. Tilslutt dekkes armeringen med sprøytebetong. En annen mulighet er å benytte gitterdragere som dekkes av sprøytebetong. Disse buene er mye stivere. Gitterdragerene er prefabrikkerte stålelementer som er tilpasset det spesifikke tvernsnittprofilen. Disse dekkes av sprøytebetong (Vegvesen 2010a) (NFF 2008).

Utstøpning og sprøytebetong hvelv bygger på samme prinsipp, ved at en etablerer en bue som skal ta opp trykkspenninger fra bergmassen. Sprøytebetong hvelv er blitt et godt alternativ etter at alkalifri akseleratorer ble innført, ettersom det gjør det mulig å påføre enkelt lag av fiberarmert sprøytebetong med tykkelse på 30 – 50 cm. Altså samme tykkelse som ved vanlig utstøpning. Det er viktig å oppnå en jevn bue i overflaten slik at spenningene fordeles likt, og at det støpes helt ned i sålen for god overgang mellom såle og vegg. Dette gjelder alle bueformede sikringskonstruksjoner, for å sikre at konstruksjonen tar opp lasten tunnelen utsettes for (NFF 2008). Utstøpning utføres ved å kjøre inn et støpeskjold, hvor betongen pumpes inn mellom skjoldet og berget. Utstøpning er mest aktuelt ved ras og tap av profil, mektige svelleleiresoner og knusningssoner med mye vann. For soner med svelleleire gjelder mektighet > 2 m og svelletrykk $> 0,5$ MPa. I slike tilfeller utstøpes hele lengden og minimum 1,5 m ekstra ut fra hver side av sonen. Er det muligheter for store og skjeve belastninger støpes også sålen. Eventuelt kan det benyttes armering eller forankring. Støp kan utføres både på stuff og bak stuff, avhengig av om sprøytebetong og bolter klarer å gi tilstrekkelig arbeidssikring. Oppnår en dette kan en støpe bak stuff og spare en del tid ettersom det ikke krever stillstand på stuff. Det er viktig å sprengte ut stort nok profil, siden utstøpning krever et større tverrsnitt enn sprøytebetong og bolter (Kveen 2008) (NFF 2008).

5.3 Driving og sikring i utvalgte prosjekter

Kapittelet gir en gjennomgang av drive -og sikringsmetodikk i t-forbindelsen og atlanterhavstunnelen.

5.3.1 T-forbindelsen

Her gis en oversikt over driving og sikring gjennom hovedsonene i Karmsundet og Førresfjorden, basert på Hatlenes, 2011. Sonene beskrives som oppknust og leirinfiserte, med stedvis tilstedeværelse av svelleleire.

Statens vegvesen har utarbeidet en egen anbefaling for sikring i Karmøy-tunnelen (tabell 5-3), i samme stil som den generelle tabell 5-1. Tabell 5-3 gir sikring i henhold til Q-verdi i tunnelen og er tilpasset et T>11,5 profil. Kommentarer knyttet til sikringsklasser er i dette kapittelet basert på tabell 5-3.

Sikringsklasse	I	II	III	IV	V
Bergkvalitet	God og bedre	Middels	Dårlig	Svært dårlig til ekstremt dårlig	Eksepsjonelt dårlig
Bergklasse	A/B	C	D	E/F	G
Q-verdi	$Q \geq 10$	$4 \leq Q < 10$	$1 \leq Q < 4$	$0,01 \leq Q < 1$	$Q < 0,01$
Bolting i tak c/c og lengde	2,5m x 2,5m L = 4 m	2,0m x 2,0m L = 4 m	1,7 m x 1,7 m L = 4 m	1,3m x 1,3m L = 4 m *	Full utstøping
Bolting i vegg c/c og lengde	Spotbolting L = 3 m	Spotbolting L = 3 m	2,0 m x 2,0 m L = 3 m	1,5m x 1,5m L = 3 m	
Sprutbetong tak (mm)	80mm	80 mm	100 mm	150 mm + buer **	Spesialdesign
Sprutbetong vegg (mm)	Rensk	80 mm 1,5 m over såle	80 mm 1,5 m over såle	100 mm	

* Forbolting ved behov c/c = 300 mm, (l = 6 m, Ø 32 mm).

** Buer ved behov D30/6 + 4 c/c 1,5 m. Ved behov vurderes sålestøp.

Tabell 5-3: Sikringsklasser for Karmøy-tunnelen (Hatlenes 2011)

Spotbolting skal tilpasses lokale forhold i størst mulig grad for å sikre blokker etc. Boltene forspennes og gyses med 3-4 m lange CT-bolter, før det sprøytes betong og injiseres.

I klasse I og II benyttes E500-800 sprøytebetongkvalitet, resten av klassene bruker E1000. Minimum tykkelse er 80 mm. I klasse V skal det utføres full utstøpning.

Sonderboring utføres for hver fjerde salve med 4 stk. 28 meters hull og overlapp 8 m. Det gjøres MVD-logging og innlekkasje- og vanntrykksmålinger. I tillegg gjøres kjerneboringer i de undersjøiske delene av tunnelen. Dette gav en god oversikt over når en treffer på svakhetssoner, slik at en sikkerhetssone på 15 m kunne opprettes og profilet utvides.

Injeksjon utføres for å hindre vanninnlekkasjer og for å stabilisere foran stuff. Avgjørelse om igangsetting tas ut ifra sonder- og kjerneboringer. Innlekkasjer på 2 l/min fra ett hull eller 5 l/min fra alle hull krever injeksjon. Injeksjonsskjermen har 36 hull, og et trykk på 60 – 80 bar. Går typisk 10 – 30 tonn sement per runde.

Forboltene er 6 – 8 m lange med 30 cm avstand mellom boltene. Stort sett benyttes en rast av bolter. Forbolting utføres fra og med klasse IV ved behov.

Salvene er 5 m ved gode forhold, og reduseres til 3 m ved dårlige forhold.

Det benyttes hovedsakelig bolter og armert sprøytebetong i tunnelen, men i svakhetssoner fra og med klasse IV benyttes tyngre sikring. Dette innebærer sprøytebetongbuer, eventuelt sålestøp og full utstøpning (klasse V).

Armerte sprøytebetongbuer installeres ved $Q < 0,1$ i klasse IV med avstand 2,5 m eller nærmere. Buene etableres slik at de støtter opp bak forboltene og de sprøytes før neste salve.

Full utstøpning skal utføres enten på stuff eller bak stuff hvis $Q < 0,01$ (klasse V). Hovedregelen er å støpe bak stuff og da må det sprenges ut et større tverrsnitt. Blir det nødvendig med støp på stuff er det alltid støpeskjold tilgjengelig som kan kjøres inn på stuff. Gjelder generelt at en støper over 2 m brede soner med svelletrykk over 0,5 MPa, det bør være støpt 5 m forbi hver sone. Feiler alt annet, vil en støpe igjen stuffen med en betong propp. Hvis utstøpning blir nødvendig vil en prøve å unngå omfattende arbeidssikring med buer ettersom det trolig vil være sløseri.

Alternativt vil en starte forbolting høyere oppe i profilet støttet i bakhånd med fjellbånd. Eventuelt med to raster eller redusere avstander mellom forboltene til 25 cm. Dette må diskuteres i hvert enkelt tilfelle underveis. Etter driving gjennom de antatt vanskeligste sonene og en nærmet seg slutten, var ikke støpeskjoldet tatt i bruk, bortsett fra ett sålestøp. I prosjekteringen var det tatt høyde for inntil 800 m utstøpning.

I tillegg observeres sikring bak stuff for å vurdere om permanent sikring må suppleres i ettertid. Det kan for eksempel være deformasjonsmålinger i sprøytebetongbuene og inspeksjon av sprekker i sprøytebetongen.

Sone R, dypest i Førresfjorden er sonen der utstøpning har vært mest aktuelt. Sonen hadde seismisk hastighet fra 3100 m/s til 3900 m/s med 76 m overliggende berg og løsmasser, og et sjødyp på 52 m (Eidesen 2012). Her ble det valgt å injisere for økt stabilitet, doble raster med forbolter (8 m, Ø32mm, c/c 300mm), korte salver, sprøytebetongbuer hver 2,5 m og sålestøp. Konvergenzmålinger gjøres i sonen for å vurdere om full utstøpning må til.

Hatlenes, 2011, påpeker at det i utgangspunktet ble benyttet en "universal metode" for driving og sikring gjennom sonene som kan se ut til å takle de fleste fjellforhold. Kort oppsummert; injeksjon for tetting og stabilisering, forbolting for stabilisering av ustabil berg, korte salvelengder, sprøytebetong, bolting og armerte sprøytebetongbuer. Denne metoden fravikes sjelden fra. Andre tiltak som selvborende stag og drenering er gode alternativer hvis universalmetoden ikke er tilstrekkelig.

5.3.2 Atlanterhavstunnelen

Under drivingen av Atlanterhavstunnelen traff en på soner med seismiske hastigheter fra 2300 m/s til 4500 m/s. Sonene bestod stort sett av oppkjust berg og leirslepper med lite vanninnlekkasjer, slik at lite injeksjon var nødvendig. En hadde altså ingen nevneverdige problemer bortsett fra ved en enkelt sone ved tunnelens dypeste punkt. Det var en sone med hastighet 2800 m/s, 45 m overdekning og 230 m sjødyp. Når en nærmet seg sonen ble det boret 6 stk. 29 m lange sonderhull som

viste dårlig berg med lite innlekkasjer. Situasjonen ble derfor ansett lik soner som var drevet igjennom uten problemer tidligere. I tillegg til soner ble det boret 4 ekstra 26 m lange hull for injeksjon. Dette gav en forinjeksjonsskjerm bestående av 10 hull, som skulle tette og stabilisere sonen. Det ble injisert 11 tonn sement. De neste 13 meterne gikk i relativt godt fjell. Problemene begynte å melde seg slik at det ble påført 24 m³ sprøytebetong og radielle bolter. Drivingen videre bestod av en 3 m lange salve og utvidet profil, med sprøytebetong, systematisk bolting og 6 m lange forbolter (c/c 50 cm). Etter salven var det tilløp til utfall mellom forboltene, så det ble lagt 20 cm tykk sprøytebetonglag i profilet og helt ned i sålen. Dette var ikke tilstrekkelig, slik at tunnelen ble gjenstøpt med en 10 m lang betong plugg. Ekstra sprøytebetong og 2x2 CT-bolter (5 m lange) ble også påført bak stuff. Sonderboringer viste vannførende kanaler med fullt vanntrykk (23bar). Dette krevde omfattende forinjeksjon, reduserte salvelengder, sprøytebetong (opp mot 500 mm), bolting og selvborende stag.

Det tok 5,5 uker å komme tilbake til kanten av raset (ca. 10 m). Gjennom sonen ble salven delt i en øvre del som ble sprengt først og sikret med sprøytebetong og CT-bolter før nedre del ble sprengt og sikret. Det ble også benyttet 12m lange selvborende stag og 8 – 12 m lange forbolter med 30 cm avstand for hver 2 meter, bolter, sprøytebetong og sprøytebetongbuer (c/c 1 m). Ofte måtte det flere runder med injeksjon til før en kunne sprengte salver helt nede mot 1,3 m (maks 2 m). Omtrent 10 måneder etter raset var det drevet 20 m inn i sonen, de resterende 5 m ble drevet fra den andre siden. Mer enn 1000 tonn sement gikk med i tettingen av sonen (Karlson 2008) (Nilsen 2010).

5.4 De fem vanskeligste områdene langs trase

I kapittel 4 er det gjennomført en nøye gjennomgang av bergmassekvaliteten knyttet til de fem antatt vanskeligste områdene langs Rogfast tunnelen. Dette er gjort hovedsakelig ved å knytte sammen resultater fra seismiske undersøkelser og kjerneboringer. På denne måten er det laget en empirisk formel (1) som benyttes til å gi en Q-verdi til hver enkelt sone i Rogfast basert på sonens seismiske hastighet. Dermed er det mulig å gjøre en forhåndsbedømmelse på hvordan det bør sikres i de enkelte sonene og områdene.

Formelen (1) er grunnlaget for tabell 4-5 som viser en sammenheng mellom seismisk hastighet, Q-verdi og antatt vanskelighetsgrad i Rogfast. Tabell 4-5 viser at berg med seismisk hastighet <4000 m/s (Q-verdi <1,52) antas å være en svakhetssone. Dette betyr at alle svakhetssonene i prosjektet vil falle innenfor bergmasseklasse D – G i tabell 5-1, mens bergmasse under vanlige forhold vil ligge i bergmasse klasse A-D.

5.4.1 Forslag til driving og sikring basert på sikringsklasser og tidligere erfaringer

Bergmasse hastighetene i Rogfast er relativt høye, hvor de gjennomsnittlige bergmasse hastighetene på det laveste er 4850 m/s (Q-verdi = 11). Samtidig er øvre grense for en svakhetssone satt ved 3999 m/s (Q-verdi = 1,52). Dermed anses det som hensiktsmessig og slå sammen sikringsklasse I og II (fra tabell 5-1), ettersom ingen svakhetssoner eller bergmasse vil regnes å ligge i sikringsklasse II (Q-verdi = 4 – 10). Dette er uansett en nødvendig forenkling i oppgaven, siden hastighetsfordeling innad i bergmassen ikke har vært tilgjengelig i arbeidet, kun intervaller (se figur 4-20 til og med 22). I tillegg har det ikke så stor grad av viktighet siden oppgaven konsentrerer seg om svakhetssonene.

Sikringsklasse	I/II	III	IV	V	VI
Vanskelighetsgrad		(Enkel) ⁽¹⁾	Enkel til middels	Vanskelig til middels	Vanskelig
Bergklasse	A/B og C	D	E	F	G
Q-verdi	Q>4	1-4	0,1-1	0,01-0,1	Q<0,01
Seismisk Hastighet (1) [m/s]	V>4400	V = [3800 – 4399]	V = [3100 – 3799]	V = [2500 – 3099]	V<2500
Bolting c/c og lengde	2,5 x 2,5 m L = 3-4 m *	1,5 x 1,5 m L = 4 m	1,5 x 1,5 m L = 4 m **	1,5 x 1,5 m L = 4 m ***	Full utstøpning
Sprøytebetong	80 mm, sprøytes ned til såle*	100 mm, sprøytes ned til såle	150 mm + buer**	150 mm + buer ***	Dimensjoneres spesielt

Tabell 5-4: Foreslått sikringsmatrise for Rogfast prosjektet.

⁽¹⁾ Q<1,52 (V<4000 m/s) er definert som en svakhetssone, og det bør vurderes å benytte sikringsklasse IV.

* Når $Q > 10$ vurderes spotbolting mot systematisk bolting, og det sprøytes til 2 m over sålen.

** Forbolting og armerte sprøytebetongbuer hvis nødvendig ($Q < 0,2$).

Forbolter c/c 300 mm ($\varnothing 25$ mm, $L = 6$ m). Buedimensjoner: E30/6m, $\varnothing 20$ mm, c/c 2 – 2,5 m som boltes c. 1,5 m og $L = 4$ m. Det skal også vurderes sålestøp.

*** Forbolting c/c 300 mm ($\varnothing 32$ mm, $L = 6$ m) eller selvborende stag. Buedimensjoner: D30/6 + 4, $\varnothing 20$ mm, c/c 1,5 m som boltes c. 1 m og $L = 4$ m. Armert sålestøp, min pihøyde 10 % av tunnelbredden.

Den foreslåtte sikringsmatrisen er basert hovedsakelig på tabell 5-1 og de vellykkede erfaringene fra t-forbindelsen gjengitt i Hatlenes, 2011. Forslaget i matrisen gir veiledende verdier for boltemønstre etc. Ved å konsultere tabell 5-1 kan det under driving gjøres en vurdering av forslaget og gjøres justeringer på sikringen. Enkelte av boltelengdene og senteravstandene for bolting og buer er oppgitt i intervaller, disse må vurderes under driving. Når det ikke gis et konkret forslag er det delvis fordi det i oppgaven ikke er funnet noe grunnlag for å gi en eksakt verdi, samtidig som det vurderes mer hensiktsmessig å ta en endelig avgjørelse når en har et bedre bilde av forholdene.

Det er viktig at den systematiske boltingen ikke gjøres "blindt", forholdene bør vurderes underveis slik at blokker sikres. Bolter er CT-bolter med 3-4 m lengde som forspennes og gyses i ettertid, dette gjøres før sprøyting av betong så lenge forholdene tillater det. Når en beveger seg inn i sikringsklasse III vil forholdene trolig kreve at sprøytebetong påføres relativt kjapt og før innsetting av gyste bolter. Fra og med klasse III skal det benyttes betong med kvalitet E1000 og minimum tykkelse på 80 mm. I særlig dårlige soner skal full utstøpning vurderes i tillegg til at det kan være aktuelt å benytte andre spesielle sikringsmetoder foran stuff, som frysing (tabell 5-2).

5.4.1.1 Drive- og sikringssyklus der det kreves tung sikring

I kapittel 5.2 om generell driving gjennom svakhetssoner er det gjengitt 11 punkter fra teknologirapport nr. 2538 som beskriver anbefalt framgangsmåte for driving gjennom svakhetssoner. Sammen med drive- og sikringssyklusen for t-forbindelsen oppsummert i kapittel 5.3.2 er det basisen bak forslaget for Rogfast. Det vil ikke gis

nøye forklaringer knyttet til syklusen ettersom dette er gjort nøye i kapittel 5.1 og 5.2, og det henvises dertil for bakgrunns teori og ved eventuelle uklarheter. Mengder er ofte satt lik de i t-forbindelsen ettersom de har fungert og ligger innen det som er anbefalt i tabell 5-1. Driving under vanlige forhold ($Q > 1,52$ og sikringsklasse til og med IV) gjennomgås ikke, men består hovedsakelig av rensk og deretter en kombinasjon av bolter og sprøytebetong som vist i tabell 5-4. Det skal utføres undersøkelsesboringer ved gode forhold, men ikke like omfattende. Tabell 5-5 viser at det også injiseres ved behov. Sikringsklassene i dette kapittelet henviser til foreslått sikringsmatrise for Rogfast i tabell 5-4.

Sonderboringer utføres hver fjerde salve (5m) med 28 m lange hull og 8 m overlapp per boring, altså 20 m mellom hver gang det bores. Det bores 2 hull i hengen og 2 i sålen. MWD-tolkning (Measure While Drilling), innlekkasje- og vanntrykkmålinger utføres med tanke på injeksjon. Når salvene reduseres sonderbores med samme lengder, som betyr hvis 2,5 m salve sonderbores det hver åttende salve.

Kjerneboringer skal dekke hele undersjøiske trase. Dette bør gjøres i helger for ikke å hindre produksjonen. Et mål bør være å klare 50 – 100 m på en helg, som vil være tilstrekkelig for driving minimum en ukes tid. Leire analyseres.

Sikringssone etableres minimum 15 m før registrert svakhetssone og profilet utvides for å gi plass til sikring.

Injeksjon utføres i henhold til tre injeksjonsklasser som er foreslått i geologisk rapport for Rogfast (Holmøy, et al. 2011). Tabell 5-5 gir en oversikt over foreslått injeksjonsopplegg. Det er viktig at sonderboringene viser at berget er tilstrekkelig tett før en går videre i syklusen. Injeksjonstrykk bør ligge opp mot 100 bar, muligens høyere ved de største sjødydene. Øvre del av injeksjonsskjermen kan bores først, slik at de kan borparameter tolkes for bestemmelse av videre forløp for injeksjonen. Det skal være minimum 50% overlapp for hver injeksjonsskjerm.

Klasse	Q-verdi	Beskrive av injeksjonen
1	>4	<p>Utvidet sonderboring, systematisk injeksjon.</p> <p>Forinjeksjon når lekkasjemengden overstiger visse grenser (typisk 5l/min på 3 sonderhull eller 3l/min fra et enkelthull). Injeksjon med industrisement.</p> <p>Injeksjonsskjerm i 21 eller 24 m lengde. Antall hull pr skjerm 20-30 hull. Boring av kontroll hull</p>
2	$0.1 < Q < 4$	<p>Utvidet sonderboring, systematisk injeksjon.</p> <p>Forinjeksjon når lekkasjemengden overstiger visse grenser (typisk 5l/min på 3 sonderhull eller 3l/min fra et enkelthull). Injeksjon med industrisement samt mikrosegment.</p> <p>Injeksjonsskjerm i 18 eller 21 m lengde. Antall hull pr skjerm fra 25 til 40. Etter oppboring av kontrollhull vil det kunne være behov for 1 ekstra injeksjonsomgang.</p>
3	$Q < 0.1$	<p>Systematisk injeksjon.</p> <p>Forinjeksjon når lekkasjemengden overstiger visse grenser (typisk 5l/min på 3 sonderhull eller 3l/min fra et enkelthull). Injeksjon med mikrosegment og spesialsementer må forventes.</p> <p>Injeksjonsskjerm i 15 eller 18 m lengde. Antall hull pr skjerm fra 40 til 60. Oppboring av kontrollhull og ny injeksjonsomgang må forventes i enkelte tilfeller.</p> <p>Dreneringshull, delvis kontrollert med vanntrykksmåling, må etableres for å sikre at bergmassene rundt tunnelprofilen (rundt ny salve) er trykkavløstet. I stedet for å injisere kontrollhullene, kan disse bli stående som trykkavløstningshull.</p> <p>Dreneringsprinsippet må planlegges slik at det kan settes inn perforerte rør som hindrer gjenråsing av hullet.</p>

Tabell 5-5: Forinjeksjonsforslag for Rogfast (Holmøy, et al. 2011).

Forbolter installeres fra og med sikringsklasse IV, fortrinnsvis når $Q < 0,2$. Disse skal være 6 m lange med 300 mm avstand. Boltene diameter vil veksle mellom 25 mm og 32 mm. Det kan benyttes lengre bolter og kortere avstand mellom boltene hvis tiltakene vurderes utilstrekkelig. Eventuelt kan det installeres en ekstra rast med forbolter. Salvelengde skal reduseres til 2,5 m og boltene skal ha 1 m oppheng i bakkant som støttes opp med en bue før neste salve.

Salvene skal reduseres til 2,5 m, fra normalen på 5 m salver ved gode forhold. Salven kan eventuelt deles opp for eksempel i to deler hvor en sprenger øvre halvdel av stoffen først, som så sikres før nedre del sprenges. Dette vil representere punkt 6 av de 11 punktene fra teknologirapport nr. 2538 gjengitt i kapittel 5.2. De 5 første punktene beskriver forberedende tiltak før første salve sprenges inn i den etablerte sikkerhetssonen på 15 m.

Kartlegging og valg av arbeids-/permanentsikring skal skje etter salven og før det sprøytes betong på stuff ved at det gis en sikringsklasse på grunnlag av Q-verdi. Det er viktig å være oppmerksom på svelleleire.

Arbeidssikringen vil bestå av rensk og deretter bolter kombinert med fiberarmert sprøytebetong. Det brukes 3-4 m lange CT-bolter som forspennes og gyses. Boltelengdene må tilpasses injeksjonsskjermen, så den ikke punkteres. Sprøytebetongen er av klasse M40 pga. saltpåkjenningsene. Det benyttes sprøytebetong med minimum 80 mm gjennomsnittstykkelse og god akselerator kontroll for å sikre bestandighet og levetid. Det kan være aktuelt å sprøyte stoffen, med borede drenasjehull for å sikre herdingen. I dårlige soner bør det installeres instrumenter som måler deformasjon i buene etc.

Permanentsikringen vil i tillegg til det som er nevnt så langt i kapittelet bestå av armerte sprøytebetongbuer og eventuelt armert sålestøp eller full utstøpning. Buene skal støtte opp forboltene i bakkant og sprøytes før neste salve. Avhengig av sikringsklasse skal buene være 1,5 - 2,5 m fra hverandre. De skal boltes radielt med avstand 1-1,5 m og 4 - 6 m lange bolter. Buene skal ha et godt fundament, gjerne i fast berg. Det vil også være påkrevd sprøytebetong med 150 mm tykkelse og gyst systematisk bolting med c/c 1,5 m.

Full utstøpning (ved klasse VI) vil utføres bak stuff i sikringsklasse VI eller ved svelleleire med $>0,5$ MPa svelletrykk med mektighet over 2 m. Da støpes sonen med en minimum forankring på 5 m på hver side av sonen. Utstyr skal også være tilgjengelig for støpning på stuff. Støpning bak stuff krever et større tverrsnitt som må tas høyde for ved sprengning. Hvis ingen sikringsmidler er tilstrekkelig, skal stoffen gjenstøpes. Hvis det er tilfelle må sikringen utbedres når en driver gjennom betongpluggen og videre i sonen, eller det kan være nødvendig med spesielle metoder som rørskjerner og frysing ifølge tabell 5-2. Disse beskrives nærmere i kapittel 5.2 og 6.

Etter permanentsikringen monteres er punkt 9 i teknologirapport nr. 2538 gjennomført. Punkt 10 og 11 starter på en måte syklusen om igjen fra punkt 3, med

nye sonderboringer og MWD-tolkning som avgjør om en beholder eller justerer drive- og sikringsopplegget før neste salve.

Til siste er det viktig å observere og vurdere sikring og belastninger bak stuff slik at utbedringer kan gjennomføres hvis det skulle være nødvendig. Tiltak kan for eksempel være ekstra bolting, tykkere sprøytebetong, tettere mellom buene eller utstøpning (Vegvesen 2010a).

5.5 Oppsummering og diskusjon

I atlantehavstunnelen gikk drivingen uten nevneverdige problemer før en påtraff tunnelens dypeste punkt representert ved en sone med hastighet 2800 m/s. Det ble sonderboret 6 stk. 29 m lange hull som fortalte om dårlig berg med lite innlekkasje. Det ble utført injeksjon for å stabilisere og tette i en skjerm med 10 stk. 26 m lange hull og påført sprøytebetong. Dette stod over natta, og litt utrasing tydet på dårlig stabilitet. Det ble påført ekstra sprøytebetong og radielle bolter. Videre driving var med utvidet profil og 3 m salver, det ble forboltet med 16 stk. 6 m langer bolter c/c 50 cm og lagt 20 cm sprøytebetong helt ned i sålen. Det var utilstrekkelig og tunnelen måtte gjenstøpes.

I t-forbindelsen møtte en også på en sone ved tunnelens dypeste punkt hvor det var dårlig leirig berg med høy oppsprekking. Hastigheten varierte fra 3100 – 3900 m/s i sonen. Sonderboring ble gjort med 4 stk. 28 m lange hull. Sikringen i denne sonen bestod av injeksjon for økt stabilitet og tetting (36 hul per skjerm, 10 – 30 tonn sement), doble raster med forbolter (8 m, Ø32mm, c/c 300mm), korte salver (3 m), sprøytebetongbuer hver 2,5 m og sålestøp. I store deler av sonen ble det benyttet hele 3 runder overlapp av forbolter. Drivingen var vellykket.

Sikringen som videre benyttes for å drive gjennom betongpluggen og sonen er adskillig mer omfattende i Atlanterhavstunnelen. Det ble blant annet brukt 50 cm sprøytebetong tykkelse, 12 m lange selvborende stag (c/c 30 cm) og buer med c/c 1 m. Delte salver ned mot 1 m og 1000 tonn injeksjonsmasse totalt. Slik at når det først går galt kan det få drastisk påvirkning på videre driving og sikring.

Sammenligner en de to prosjektene ser en at forundersøkelsene er nokså like, men om det er gjort systematisk kjerneboring på stuff i Atlanterhavstunnelen er usikkert. Det ble gjort kontinuerlig i t-forbindelsen, i så fall en betydelig fordel for å avdekke vann innlekkasjer og dårlig berg. Ser også at det injiseres med færre hull i atlanterhavstunnelen med 10 kontra 36 hull, hvor det i t-forbindelsen fort har vært injisert 30 tonn kontra 11 tonn i atlanterhavstunnelen. Videre sikring i atlanterhavstunnelen virker å være sprøytebetong muligens med bolter. Dette er en sone som trolig vil ligge i sikringsklasse V i tabell 5-1, slik at det er ikke før problemer begynner å vise seg neste morgen at det sikres mer i tråd med det den seismiske hastigheten og boringene tilsier (sikringsklasse V). Da forboltes det blant annet med 6 m lange c/c 50 cm, mens det i dag anbefales å benytte maks 30 cm. Slik at det inntrykket det gir er at sikringen muligens blir noe optimistisk fra starten av i Atlanterhavstunnelen og litt for lite proaktiv. Særlig den forskjellen at det i t-forbindelsen fra starten av forboltes med 8 m lange bolter (c/c 30cm) og doble raster som støttes med sprøytebetong buer. I følge Hatlenes, 2011, ser den såkalte universalmetoden som benyttes i t-forbindelsen ut til å kunne takle de aller fleste bergforhold. En del av årsaken til at det ikke gikk bra i begge tunnelene kan altså være økt forståelse av forbolting og en nøyere forinjeksjonsplan ved t-forbindelsen. Nå skal det også gjøres klart at det ikke er sikkert i det hele tatt at den vanskelige situasjonen i Atlanterhavstunnelen med vannførende kanaler og dårlig berg ville vært drevet gjennom med mindre problemer i dag, selv med den høyst effektive universalmetoden benyttet i t-forbindelsen.

Siden t-forbindelsen var vellykket er det valgt å legge stor vekt på metodikken benyttet der, i utarbeidelsen av forslaget for driving og sikring ved Rogfast. Ettersom t-forbindelsen har vært viktig i dette arbeidet er det mulig at foreslått sikring i Rogfast burde vært noe mer omfattende, for eksempel ved å bruke 8 m lange forbolter eller 200 mm sprøytebetong istedenfor 6 m og 150 mm i sikringsklasse V. Det er uansett ikke sikkert at de mer ekstreme forholdene ved Rogfast vil kreve tyngre sikring enn det som er foreslått i tabell 5-4, slik at slike forandringer gjøres best underveis i drivingen av Rogfast.

6 Vurdering av muligheten for frysestabilisering ved enkelte av sonene ved Rogfast

Dette kapittelet gir først en gjennomgang av grunnprinsippene for frysestabilisering. Det ses så nærmere på Hallandsåstunnelen og Oslofjordtunnelen, hvor frysestabilisering i svakhetssoner ble benyttet med suksess. Tilslutt vurderes muligheten for frysestabilisering ved soner i Rogfast.

6.1 Grunnleggende om frysestabilisering

De siste årene har oppmerksomheten rundt grunnfrysning økt, og bruksområdene kan være mange. Tatt i betraktning at denne oppgaven omhandler driving gjennom svakhetssoner under sjø, vil hovedfokus være frysing som støttekonstruksjon og vanntett barriere.

Ved grunnfrysing oppnås det økt styrke og grunnen blir vanntett, som et resultat av at vannet som er tilstede i grunnen fryser. Det som skjer når vannet fryser er at sammenbindingen av kornene i det gitte materialet, for eksempel en leirinfisert knusningsone i berg, blir mye sterkere. Hvilken styrke som kan oppnås avhenger veldig av materialet grunnen består av og hvilken temperatur den innehar. Denne forandringen av grunnens egenskaper ved hjelp av frysing, gjør at grunnen i seg selv over en gitt tidsperiode virker som en uavhengig støttekonstruksjon og vanntett barriere (Berggren 1999) (Jessberger 1980).

Frysestabilisering kan vise seg å være en aktuell metode når det skal drives gjennom bergmasse med tilstrekkelig dårlig kvalitet. Når valget er fattet, må det fastsettes en del data for å kunne dimensjonere frostkonstruksjonen (NFF 2008):

- Ytre belastning i form av jordtrykk og vanntrykk
- Materialeegenskaper for grunnen som skal fryses
- Plassbehov for permanent sikringskonstruksjon
- Opplegg for driving gjennom frostsone
- Åpningslengde og tid i frosset materiale før permanent sikring etableres

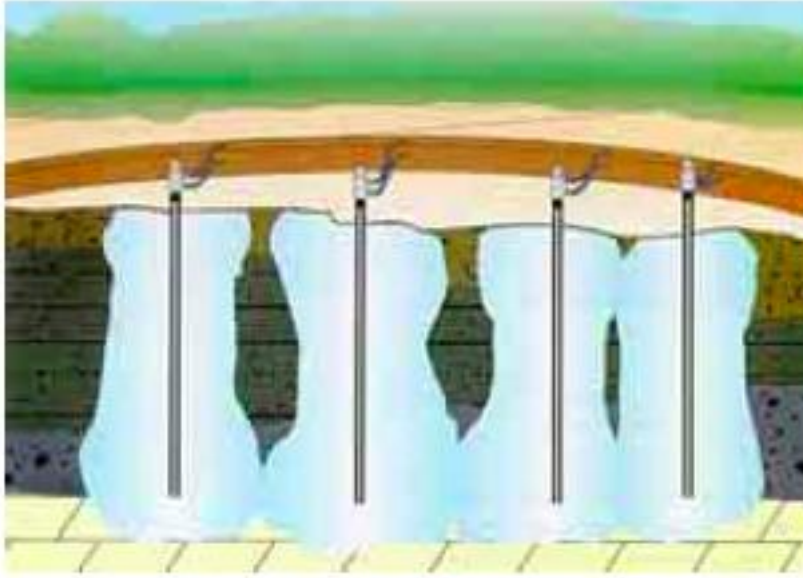
Ytre belastninger på frostkonstruksjonen vil hovedsakelig bestå av trykket fra de overliggende massenes vekt og vannsøylen. Dette innebærer vekten av overliggende berg og løsmasser. I tillegg hvis en regner med fullt vanntrykk, altså grunnen antas vannmettet, vil høyden av alt overliggende vann og grunn regnes som vannsøylens høyde.

En suksessfull fryseprosess er avhengig av visse materielle- og geometriske egenskaper (T. Johansson 2009):

- Volumetrisk vanninnhold
- Termisk konduktivitet
- Grunnvannsstrømninger
- Frysepunkt

Vanninnholdet må være høyt nok til at partiklene i grunnen bindes sammen og gir tilstrekkelig styrke når den fryses. Størst styrke oppnås ved full vannmetning, men så lenge en har minimum 10 % metningsgrad er en effektiv fryseprosess gjennomførbar (Shuster 1981). I praksis medfører dette at en så lav metningsgrad som forsvarlig er ønskelig. Grunnen til dette er todelt, men går ut på at når vanninnholdet er lavere kreves det mindre energi for å fryse vannet. Samtidig som sjansen for at en mindre mengde ufrosset vann er bundet til partiklene i den fryste grunnen øker (T. Johansson 2009).

Det er ønskelig at materialene i grunnen har høy termisk konduktivitet, ettersom høy varmeledningsevne innebærer at tiden det vil ta å fryse grunnen blir kortere. Særlig fordelaktig er det om grunnen har et høyt kvarts innhold, siden kvarts har omtrent tre ganger større konduktivitet enn de fleste andre vanlige mineraler i grunnen (Sundberg 1988). Figur 6-1 viser hvordan variasjon i termisk konduktivitet i ett område kan påvirke fryseprosessen.



Figur 6-1: Vertikalsnitt av installerte fryserør i løsmasser og berg. Fryseprosessens utbredelse varierer i de ulike materialene og deres varierende termiske konduktivitet (T. Johansson 2009).

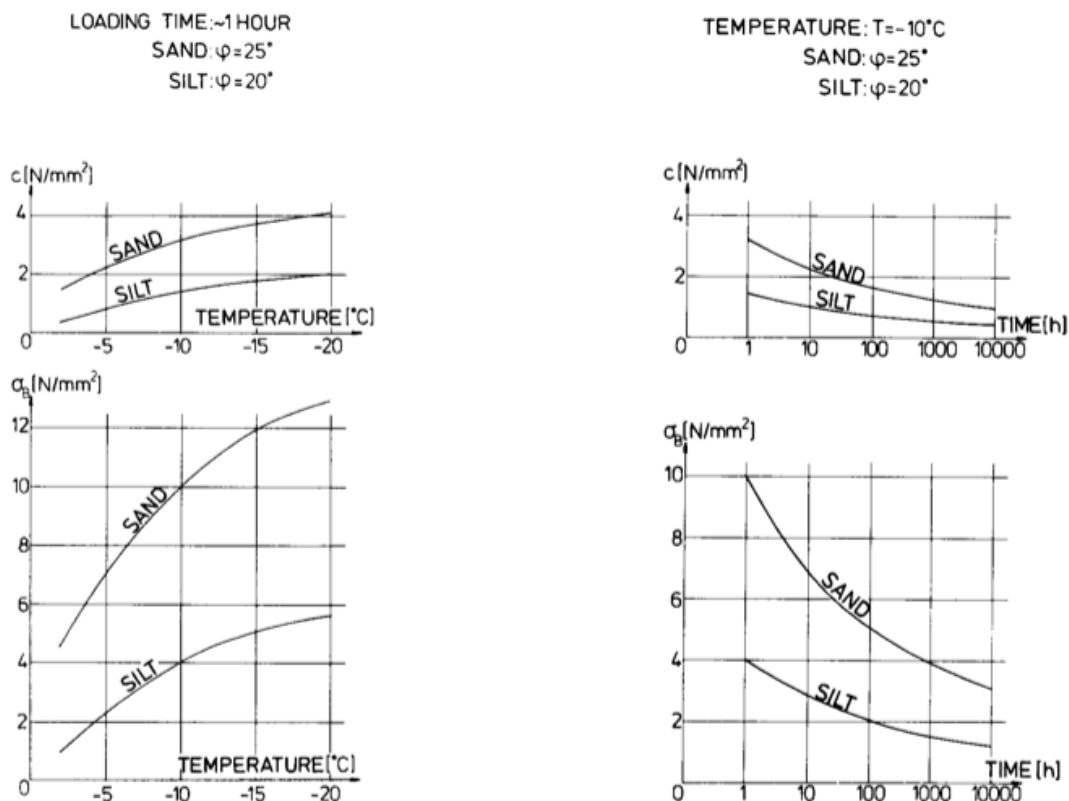
Vannstrømninger er problematiske ved at de tilfører varme til systemet, noe som vil bety at prosessen kan ta lengre tid og bli dyrere. I verste fall skader det frostkonstruksjonene ved at det dannes "vinduer" av ufrosset vann innad i konstruksjonen (T. Johansson 2009).

Når temperaturen i grunnvannet ligger omtrent ved 0 °C, vil det eksistere i tre former; flytende, gass og fast. Dess kaldere det blir, øker mengden av vannet som befinner seg i fast form (is). På samme måte øker grunnens styrke desto kaldere den er. Grunnens kjemiske sammensetning, og også hvis det er snakk om en undersjøisk tunnel, vil ha innvirkning på vannets frysepunkt. Ved undersjøiske tunneler vil typisk grunnen inneholde saltvann som vanligvis har et frysepunkt på ca. -2 °C. På samme måte kan saltinnhold i grunnen, eller andre stoffer gi en tilsvarende senkning av frysepunktet. Dette er problematisk ved at det kreves mer for å fryse grunnen, en kan få lommer med ufrosset vann og dermed også redusert styrke for frysekonstruksjonen (T. Johansson 2009).

Til syvende og siste er det altså temperaturen som er avgjørende ved frysestabilisering. Når vannet kommer under frysepunktet og blir til is øker grunnens styrke markant. Likevel ender det ikke der, ved å senke temperaturen

ytterligere, øker materialets styrke deretter. Hvor lavt temperaturen skal senkes styres av vekten frostkonstruksjonen må bære, og hvor lavt temperaturen må senkes før en oppnår nødvendig styrke. Til venstre i figur 6-2 illustreres dette ved å vise hvordan senkning av temperatur øker kohesjonen mellom partiklene i grunnen og hvordan dette sammenfaller med økning i enaksial trykkstyrke (Jessberger 1980).

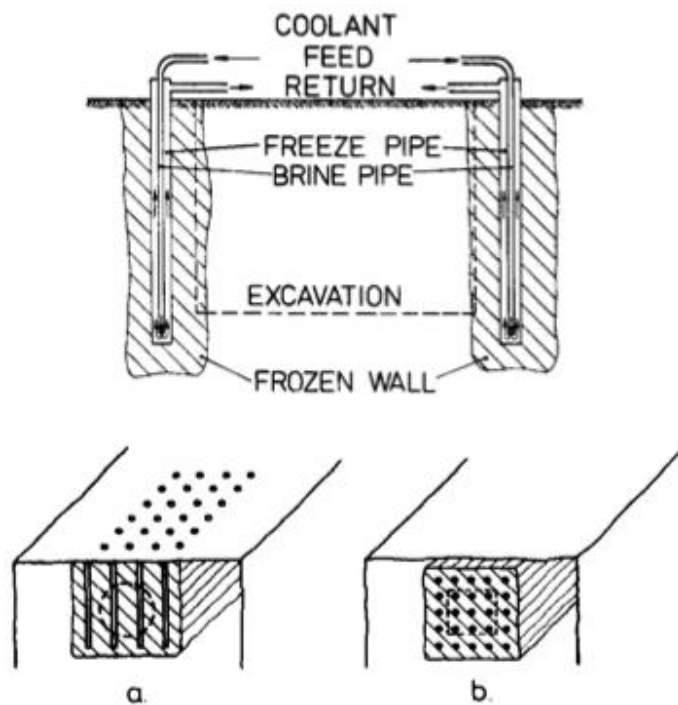
Den høyre siden i figur 6-2 viser frosne materialers viscoplastiske egenskaper. Det innebærer at grunnens styrke vil bli mindre når tiden den belastes øker, dette kalles "kryp". Årsaken til dette fenomenet er at grunnen inneholder is og ufrosset vann. Mengden ufrosset vann styres i stor grad av mineralenes evne til å binde opp vann, men også salter og andre urenheter i porevannet vil spille inn, sammen med totalt vanninnhold. Dermed kan en ikke benytte seg av frostkonstruksjonens umiddelbare styrke når det dimensjoneres. Angående temperatur, vil senkning medføre bremsing av krepdeforماسjonenes hastighet (Berggren 1999) (T. Johansson 2009).



Figur 6-2: Enaksial trykkstyrke og kohesjon som funksjon av temperatur til venstre, og som funksjon av tid til høyre (Jessberger 1980).

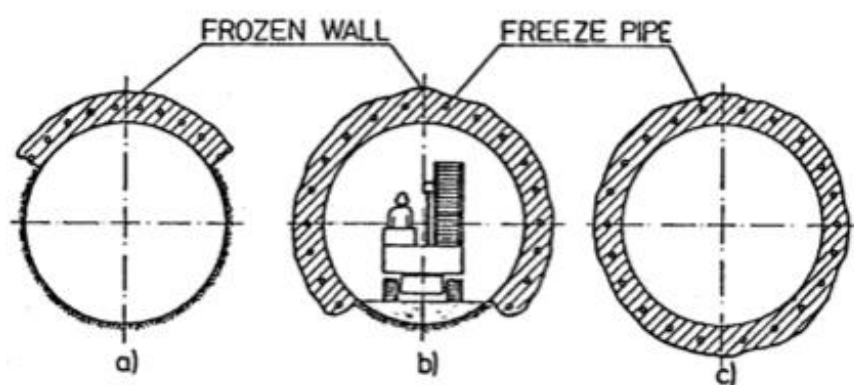
Når alle parametere er bestemt kan fryseprosessen dimensjoneres, og det er da viktig å fastsette tids-aspektet og nødvendig grad av nedfrysning for at den gitte grunnen skal oppfylle de krav som settes til bæreevne og grad av tetthet. Det er to metoder som benyttes for nedfrysning, disse er ved hjelp av nitrogen eller saltlake. Flytende nitrogen gir større kostnader og noen praktiske ulemper, men er den desidert raskeste metoden. Saltlake er i motsetning langsommere, men er billigere og gir et mer forutsigbart og jevnt resultat for fryseprosessen. Ved større prosjekter er det generelt sett et mål å dimensjonere slik at driveklare forhold for frostkonstruksjonen oppnås etter omtrent nitti dager ved bruk av saltlake og 7 dager ved bruk av nitrogen (Andreassen 1999) (T. Johansson 2009).

Øverst i figur 6-3 vises prinsippet for grunnfrysning, hvor fryserør installeres i borehull. Det kalde fluidet sirkulerer i rørene og etter hvert dannes det en sone av fryst grunn omkring fryserørene. Som nevnt ovenfor vil det for saltlake ta omtrent nitti dager før de fryste sonene vokser sammen og forhåndskalkulert tykkelse oppnås. Dette kan også ses i figur 6-1, hvor de fryste sonene er i ferd med og vokse sammen til en sammenhengende fryst grunn. Figur 6-3 a og b, viser hvordan fryserørene kan installeres vertikalt og horisontalt. Vertikalt installasjon gjøres for eksempel i bystrøk hvor overdekningen er veldig lav.

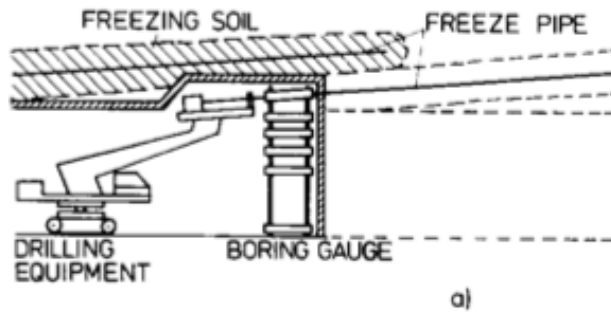


Figur 6-3: Øverst i figuren vises et skjema for grunnfrysning. Nederst i a og b, vises hvordan fryserørene kan installeres både vertikalt og horisontalt med driveretning (Jessberger 1980).

Frysestabilisering ved tunneldriving er hovedsakelig knyttet til frysning av tynne løsmasse soner som følger tunnel konturen. Figur 6-4 viser tre muligheter hvor a) er kun stabilitetssikring av hengen, b) sikrer også veggene og senker hydraulisk konduktivitet, c) er lukket og skal "forsegle" tunnelen (Jessberger 1980).



Figur 6-4: Tunnelsikring med frysestabiliserende vegg i tunnelens periferi (Jessberger 1980).



Figur 6-5: Boring og installasjon av fryserør (Jessberger 1980).

Figur 6-5 viser prosessen i figur 6-4 sett fra siden, hvor 6-4 a) og b) vil være typisk for vei og tog tunneler hvor en treffer på seksjoner med dårlig bergmasse. For eksempel en svakhetsone i en undersjøisk tunnel. Disse installeres gjerne seksjonsvis, hvor fryserørene monteres i en vifte form. Dette vil si at rørene skrås med en vinkel ut fra tunnel konturen. Rørene har en viss lengde, slik at en ny rad fryserør monteres før en når enden til foregående rad, figur 6-5 illustrerer dette.

Tiden det tar å fryse grunnen påvirkes av diameteren til fryserørene, men det er særlig den relative avstanden mellom rørene som kontrollerer tiden det tar og få dannet en tilfredsstillende frysekonstruksjon (T. Johansson 2009).

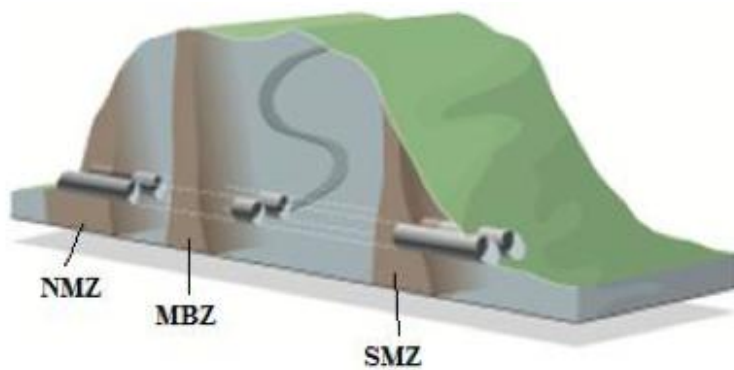
6.2 Prosjekter gjennomført ved hjelp av frysestabilisering

Dette kapittelet gir en oversikt over to prosjekter hvor frysestabilisering er gjennomført med suksess. Prosjektene er Hallandsåsen i Sverige og Oslofjordtunnelen.

6.2.1 Hallandsåsen

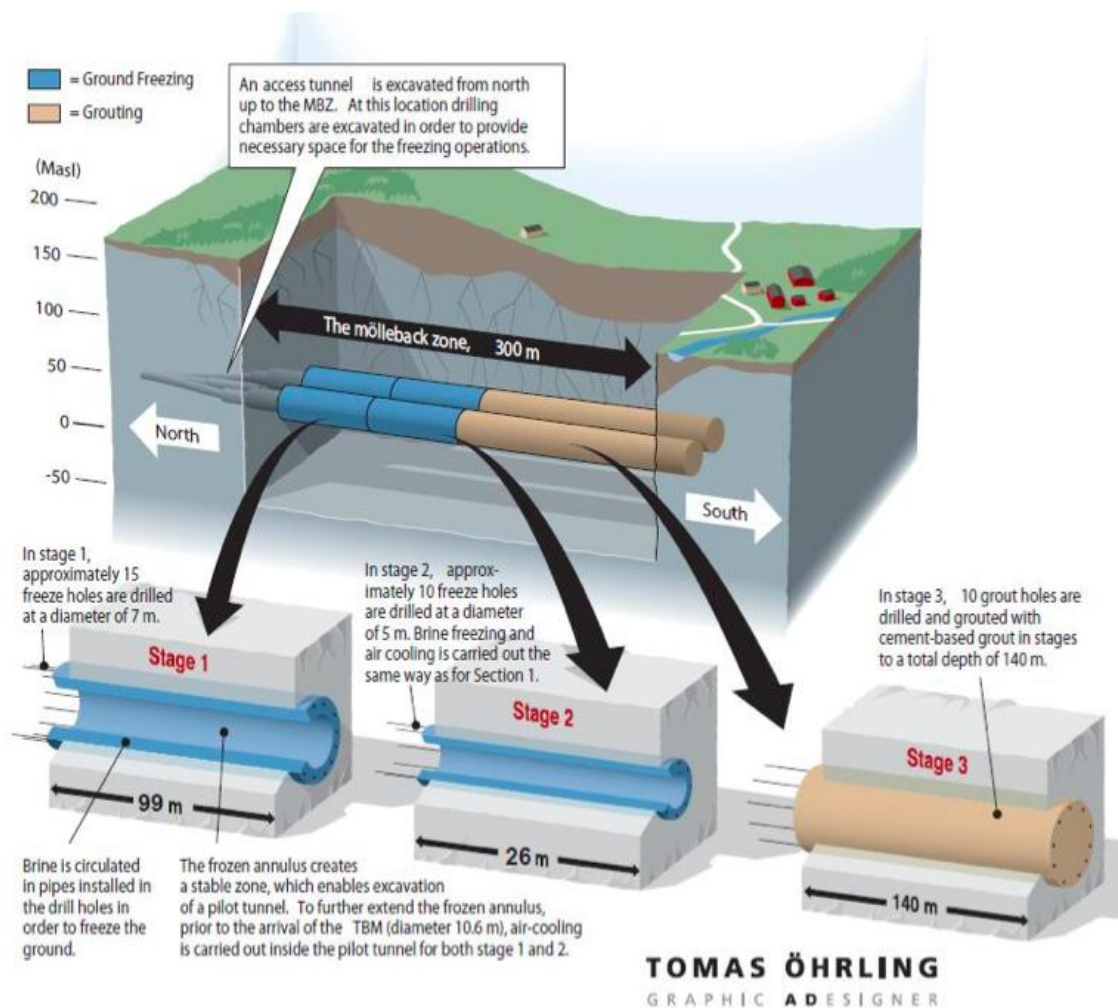
Hallandsåstunnelen består av to parallelle enkeltspors tog tunneler på 8,7 km, drevet med TBM. Hallandsåsen er en av mange horster i den regionale forkastningssonen Tornquist i Sverige. Det har vært omfattende tektonisk aktivitet i området, noe som har gitt bergmassen en større grad av oppsprekking enn hva som er vanlig ellers i Skandinavia. Samtidig som det gir berget større vanninnhold. Området består hovedsakelig av prekambriske granittiske gneiser med enkelte ganger av amfibolitt og doleritt (Sturk, et al. 2011) (Frindberg 2010).

Figur 6-6 viser at det er tre store tektoniske soner langs trase, de er hovedsakelig vertikalt rett og flere hundre meter brede. MBZ er en forkortelse for Mølleback sonen som er den mest kompliserte byggeteknisk. MBZ er 300 m bred og tektonisk kompleks. Dette innebærer en todeling av sonen, hvor en del er kraftig forvitret med siltig leirholdig materiale og den andre er kraftig oppsprukket med mindre forvitring og mye vann under høyt trykk (Sturk, et al. 2011) (Frindberg 2010).



Figur 6-6: Vertikalsnitt av Hallandsåstunnelen. NMZ, MBZ og SMZ er de tre store tektoniske sonene langs trase (M. Johansson 2011).

MBZ er sonen hvor det på forhånd ble besluttet å benytte grunnfrysning når det skulle drives gjennom sonen. Bakgrunnen for avgjørelsen var frykten for ras på stuff som en følge av den dårlige bergkvaliteten kombinert med store mengder vann under høyt trykk (Sturk, et al. 2011).



Figur 6-7: Metoden for driving gjennom Mølleback sonen (M. Johansson 2011).

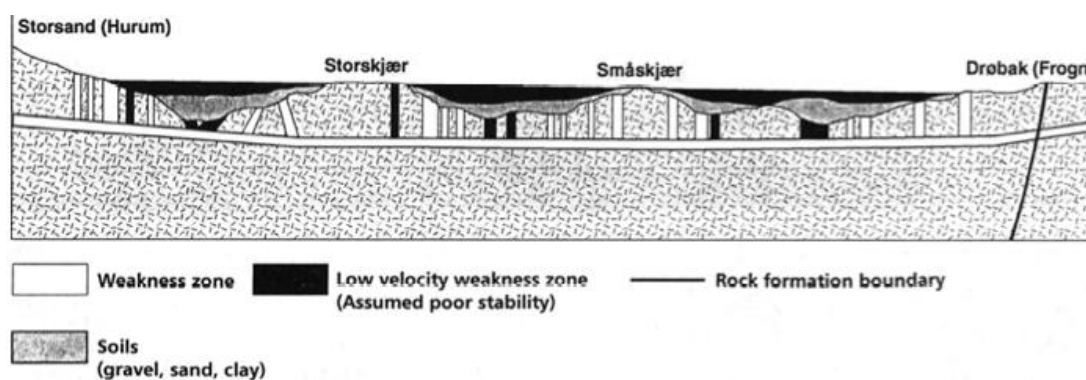
Den vanligste forbehandlings metoden i Hallandsåsen er forinjeksjon med 35 m lange skjermar med 10 m overlapp og opp mot 40 bar overtrykk. Dette har stort sett vist seg å være effektivt for å kontrollere vanninnlekkasje. Likevel var det i MBZ vurdert å være nødvendig med frysestabilisering. Figur 6-7 gir et godt bilde på fryseprosessen, den viser at av sonens bredde på 300 m ble 125 m nedfrost mens 140 m ble sikret med forinjeksjon. Hovedkriteriet var at i en radius på 2 m utenfor tunnelkonturen skulle grunnen fryses til $-2\text{ }^{\circ}\text{C}$. Prosessen ble delt opp i tre steg, hvor steg 1 bestod av 15 fryserør over en total lengde på 99 m og en fryst diameter på 7 m. Når grunnen var fryst ble det drevet en pilot tunnel. Fra pilottunnelen (steg 2) ble det installert 10 fryserør over en lengde på 25 m og en fryst diameter på 5 m. For å få den rette fryste tunneldiameteren (TBM har 10,6m) ble det ved steg 1 og 2 benyttet luftkjøling i tiden før driving med TBM. Steg 3 bestod av 140 m med 10 borehull hvor en benyttet seg av forinjeksjon.

Drivingen gjennom steg 3 var preget av stabilitetsproblemer, og en ble forsinket. I motsetning gikk drivingen gjennom de fryste sonene adskillig raskere, med god stabilitet og ingen vanninnlekkasjer, alt gikk som planlagt (Frindberg 2010).

6.2.2 Oslofjordtunnelen

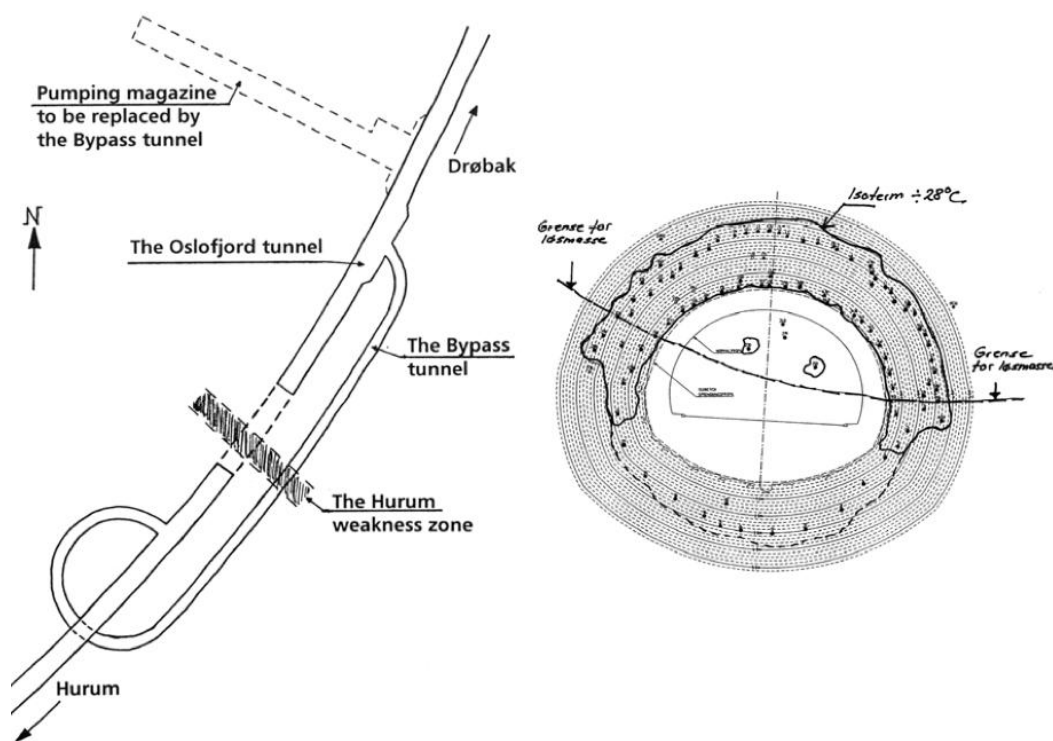
Oslofjordtunnelen er en undersjøisk tunnel på 7,2 km. Den har ett løp med tre kjørefelt og tverrsnitt T11 (Andreassen 1999).

Dominerende bergarter er prekambriske gneiser, hvorav mesteparten er granittisk gneis. Området har gjennomgått en del deformasjoner, slik at her er flere svakhetssoner og forkastninger. Figur 6-8 viser også plasseringen til Hurum sonen, som er den sonen en til slutt valgte å fryse med saltlake. På forhånd var sonen også den som ble ansett til å være den mest kritiske, ettersom en hadde den laveste bergoverdekningen (32 m) og den laveste seismiske hastigheten (2600 m/s). Grundige forundersøkelser konkluderte med konvensjonell driving, men det var først ved sonderboringene under driving at innhold av løsmasser ble avdekket. Dette innebar glasifluviale masser og morene materiale med noe leire, sand, grus og blokker opp mot tre meter. Sonen endte ved et dyp på 120 m under havnivå, slik at den nådde tre meter forbi tunnel hengen og var ca. midt i tunnelen (figur 6-9). Under Hurum sonen var det oppsprukket gneis. Det viste seg at en del av løsmassene var løst pakket og hadde fullt hydraulisk trykk på 1,2 MPa (12 bar), sonen var 12 m bred (Andreassen 1999) (Berggren 1999) (T. Johansson 2009).



Figur 6-8: Vertikalsnitt av Oslofjord tunnelen med Hurum sonen i vest, den er nummer to fra venstre markert med svart farge (Andreassen 1999).

Kjerneboringer viste at sideforskyvning ikke ville hatt noen hensikt, slik at en endte opp med en omløpstunnel 20 m under tunnelen for å komme forbi sonen. Grunnen til dette var at en på denne måten kunne fortsette drivingen mot øst, samtidig som en kunne jobbe seg tilbake mot Hurum sonen, figur 6-9 illustrerer dette. Dermed førte ikke frysingen av Hurum sonen til forsinkelser i prosjektet. I tillegg ble omløpstunnelen i ettertid benyttet som pumpemagasin, slik at en sparte seg for bygging av det magasinet som var planlagt på forhånd. Dermed hadde en tilgang til svakhetssonen fra begge sider, og drivingen ble stoppet når det gjensto 46 m tunnel hvorav sonen som sagt utgjorde 12 m (Wallis 1999) (Andreassen 1999) (Berggren 1999).



Figur 6-9: Venstre side viser Hurum sonen og den lavere liggende omløpstunnelen. Høyre side viser et vertikalt snitt av Hurum sonen påtegnet sonens dybde i tunnelen, frostsonen, boreplan, normal- og teoretisk sprengningsprofil (Frindberg 2010) (T. Johansson 2009).

På dette stadiet ble det forsøkt å tette sonen med injeksjon av 700 tonn sement, men det gav ingen resultater. Dermed ble det i april 1998 besluttet å benytte frysing for å stabilisere og tette sonen. Det ble beregnet at frysekonstruksjonen måtte være i stand til å bære en total last på 1,4 MPa, hvor 1,2MPa utgjør vanntrykket og 0,2 MPa

utgjør jordtrykket som antas å komme fra overliggende masser. I første omgang ble det antatt at en temperatur i grunnen på $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ var tilstrekkelig. Dette skulle gjennomføres ved hjelp av 51 fryserør med 30 – 40 m lengde, rundt tunnelens kontur, boret med en vinkel ut fra tunnelen. Boreutstyr for høyt vanntrykk og spesielle pakninger ble brukt for å hindre utblåsninger. Lab testing viste derimot at materialets styrke var lavere enn først antatt på grunn av saltinnholdet i vannet, ved $-28\text{ }^{\circ}\text{C}$ ble styrken målt til 8 MPa. Dermed måtte temperaturen senkes eller fryseseonen utvides. Til slutt endte en opp med å senke temperaturen til $-28\text{ }^{\circ}\text{C}$ i en 3 m tykk fryseseone. Dette ble gjort ved å installere en ekstra rad med 28 fryserør innenfor den opprinnelige raden i tillegg til de to rørene i midten av profilet. Frysingen ble gjennomført fra vest mot øst, og for å få plass til fryserørene så parallelt som mulig med tunnelen ble profilet utvidet til et spenn på 20 m. Det måtte også gjøres tilgjengelig ekstra plass til borerigg og annet utstyr. Fullt tverrsnitt var 130 kubikk meter drevet med en kort salve på 1,5 – 2,0 m per uke (ukesyklus). Etter hver salve ble det umiddelbart påført 20 cm sprøytebetong i hengen for å beskytte den fryste sonen, etterfulgt av full betongutstøpning med tykkelse varierende fra 1,0 – 1,2 m. Dette er dimensjonert til å bære all last etter at isen smelter (Wallis 1999) (Frindberg 2010).

Før en hadde gjort lab tester og begynt boringen ble det i april 1998 regnet med at en ville være gjennom de siste 46 meterne i løpet av omtrent seks måneder. Det viste seg å ta i underkant av to år. Fra sonen ble truffet på i desember 1997 tok det ca. 15 måneder før frysingen ble påbegynt i april 1999. Dette innebar 3 måneder knyttet til undersøkelser, driving av omløpstunnel og forinjeksjon, 10 måneder til rigg og boring av frysehull, 1,5 måneder til rigg for frysning. Deretter tok det 3,5 måneder å oppnå ønskede dimensjoner for frostkonstruksjonen og 3,5 måneder og drive gjennom sonen. Gjennomslaget var derfor i november 1999. Hovedårsaken bak overskridelsen av tidsskjema var at det ble brukt 10 måneder på rigg og boring av frysehullene. Dette kom av at det var mye stål igjen fra den kompliserte injeksjonsprosessen, samtidig som store og harde avrundete blokker og steiner kombinert med høyt vanntrykk gav vanskelige bore forhold. En annen faktor er at det testede materialet var avhengig av en veldig lav frysetemperatur, noe som tok lang tid å oppnå. Drivingen gjennom de frosne massene gikk stort sett meget bra,

kun mindre problemer med høyt innhold stein og blokk i løsmassene. Prisen for å drive gjennom sonen kom på ca. 35 MNOK i 1999 kroner. (Wallis 1999) (Andreassen 1999) (T. Johansson 2009).

6.3 Vurdering av gjennomførbarheten for frysestabilisering ved Rogfast

For å gjøre en vurdering på gjennomførbarheten av frysing ved Rogfast er det valgt å se nærmere på to andre tilfeller hvor frysing har vært benyttet. Disse er Hallandsåstunnelen og Oslofjordtunnelen beskrevet i kapittel 6.2.1 og 6.2.2. Dette kapitlet gjør en vurdering av forholdene i de to prosjektene, som så forsøkes knyttet opp mot Rogfast.

Begge tunnelene er omtrent 8 km lange, men hvor Hallandsåsen er drevet med TBM og to løp, har Oslofjorden kun ett løp og er drevet konvensjonelt. Når en besluttet å drive en omløpstunnel i Oslofjorden, var det først gjort en vurdering på at tunnelen ikke kunne sideforskyves. Dermed ville det ikke vært til noen hjelp om tunnelen hadde vært toløps. I Hallandsåsen ble det ikke erfart problemer i frysesonen, og de to løpene ble heller ikke drevet parallelt. Likevel kan det være positivt for Rogfast at det er to løp, ettersom det kan dras fordel av noe bedre tilgang til svakhetssonen. Det faktum at det drives på åtte stuffer i Rogfast, gjør at konstruksjon av en omløpstunnel neppe er nødvendig.

Hallandsåsen ligger i et område som har opplevd omfattende geologisk aktivitet, dette har ført til kraftig oppsprekking og dermed høyt innhold av vann i berget. Dominerende bergart er granittiske gneis som stedvis er utsatt for omfattende dypforvitring. I Oslofjorden er oppsprukket granittisk gneis også dominerende bergart, og det forekommer en del svakhetssoner og forkastninger langs traseen. Begge tunnelene går altså gjennom oppsprukket granittisk gneis, som generelt er erfart å ha relativt høye vanninnlekkasjer (Holmøy, et al. 2011). Dette har vist seg å stemme, hvor det i begge tunnelene er opplevd fullt vanntrykk i de aktuelle svakhetssonene. 1,4 MPa i Hallandsåsen og 1,2 MPa i Oslofjorden. I Rogfasts tilfelle tyder både bergartsfordeling og vanntapsmålinger på at en ikke bør forvente seg fulle vanntrykk. Dominerende bergarter antas å være grønn-/svartskifer og gabbro,

samtidig som vanntapsmålingene tyder på veldig lave innlekkasjer. Nå skal det sies at disse er veldig usikre, men de henter likevel om bedre vannforhold enn i de to andre tunnelene. Verste tenkelige situasjon i Rogfast er et fullt vanntrykk på 3,8 MPa, skulle dette være tilfelle er det likevel fullt mulig å injisere ettersom vi i Norge ofte injiserer med et trykk på 10 MPa (Holmøy, et al. 2011). Hvis injeksjon ikke har noen effekt, som var tilfelle i Oslofjorden, eller ikke fungerer optimalt som i Hallandsåsen, kan det føre til problemer. I Oslofjordens tilfelle var vanninnholdet høyt, men det var relativt stillestående slik at frysing gikk greit. Det krevde likevel veldig lav temperatur (-28 °C) og en 3 m tykk frysese for å oppnå ønsket styrke i grunnen på 8 MPa, delvis som en følge av høyt saltinnhold. I Hallandsåsen greide en seg med -2 °C og en 2 m tykk frysese, men her var injeksjonen mer effektiv og vannet var ikke nevneverdig salt. For Rogfast teller det negativt at en trolig vil ha ganske høye saltverdier ettersom det er en undersjøisk tunnel som Oslofjordtunnelen. Samtidig kan en kanskje som nevnt over, forvente noe lavere oppsprekking og dermed bedre forhold med tanke på injeksjon. I Oslofjorden måtte det to rader med fryserør til for å klare å nå en så lav temperatur som -28 °C. Skulle det vise seg at -28 °C ikke er kaldt nok for å oppnå rett styrke, er det en mulighet å utvide antall fryserør eller øke rørenes diameter (T. Johansson 2009). Dette må også ses i sammenheng med bredden på fryseseonen, som også kan økes på samme måte, eller ved å vinkle fryserørene ut fra tunnelen.

MBZ i Hallandsåsen og Hurum sonen i Oslofjorden er like ved at de begge har fullt vanntrykk, men der er mange ulikheter. MBZ er 300 m bred i forhold til den 12 m brede Hurum sonen, samtidig som overdekningen er henholdsvis 144 m og 82 m. Teoretisk gravitativ belastning på frysekonstruksjonen i Hallandsåsen kan være opp mot 5,1 MPa (M. Johansson 2011). I Oslofjorden er det antatt en verdi på kun 1,4 MPa. Antar en at tettheten i en sone ved Rogfast er på 2600 kg/m³ som i Hallandsåsen (M. Johansson 2011), vil en ved dypeste punkt kunne få gravitativ belastning opp mot 5,8 MPa. Nå skal det sies at tettheten kan være lavere, samtidig som at reelt jordtrykket som regel er adskillig lavere (Oslofjordtunnelen). Dette kommer av at trykket på sikringskonstruksjonen i praksis sjelden er like høy som den maksimale teoretiske gravitative lasten, slik at dette er en noe konservativ verdi. Ettersom Hallandsåsen viste seg å være stabil med lignende last, virker ikke

dette å være et problem, samtidig som last situasjonen kan se enda lysere ut avhengig av sonenes tetthet og reelt jordtrykk. M. Johansson, 2011 sier at fryste løsmassers styrke kan bli opp mot hundre ganger større enn når ufryst, dette virker som en veldig høy verdi, men tyder likevel på at med rett planlegging og gjennomføring av fryseopplegget vil en kunne oppnå styrker høyere enn 5,8 MPa. Rogfast har ingen soner med tilsvarende bredde som Hallandsåsen, de bredeste er opp mot 60 m. Det viser at Rogfast sonenes bredder trolig ikke vil by på problemer for eventuell frysing.

En annen forskjell mellom MBZ og Hurum sonen er at MBZ er todelt ved at første del er tettere og kraftig forvitret med siltig leirholdig materiale mens den andre er kraftig oppsprukket med mindre forvitring og mye vann under høyt trykk. Første del ble fryst, mens andre del ble stabilisert med injeksjon. Erfaringen var at frysing og særlig driving gjennom første del (steg 1 og 2) gikk som planlagt.

I det injiserte området (steg 3) var det stabilitetsproblemer. Dette kan komme av at første del er tettere på grunn av leirinnhold, mens del to i større grad gir problemer på grunn av åpne vannførende sprekker. I Oslofjorden bestod sonen av løst pakket materiale fra leir til blokk fraksjonen med fullt vanntrykk. I Rogfast er det både registrert lavhastighetssoner bestående av leire og sand.

Erfaringene tilsier at soner hvor sprekke er fylt med sleppemateriale, som i Hallandsåsen, gir gode forhold for frysing. Samtidig som løst pakke soner bestående av alle fraksjonene, som i Oslofjorden, også er gjennomførbart. Dermed er det sannsynlig at soner med forhold som de gitt av kjerneboringene i kapittel 4, er fullt mulige å tette og stabilisere ved frysing. Er det stor bevegelse i vannet, øker viktigheten av å tette sonen mest mulig ved hjelp av forinjeksjon før frysingen iverksettes.

Erfaringene fra Oslofjorden viser viktigheten av å ha alt av utstyr og planer i orden på forhånd, ettersom problemer med utstyr gav store forsinkelser særlig knyttet til rigg og boring. Dette vil være viktig for en tunnel med Rogfasts lengde. Et mulig tiltak kan være midlertidig lagring av masser som utlastes, som ved et senere tidspunkt lastes ut av tunnelen i større skala. Det kan være med på å lette logistikken og eventuelt gi tidsbesparelser (Nilsen 2013)

Hurum sonen i Oslofjorden hadde tunnelens laveste seismiske hastighet på 2600 m/s og laveste bergoverdekning på 32 m. Det var en løst pakket sone med blant annet en del sand og leire. I hallandsåsen var bergoverdekningen 144 m, og sonen tett og leirfylt. Høyt innhold av leire indikerer at sonen har en seismisk hastighet rundt 3000 m/s eller lavere. Dermed er det hensiktsmessig å anta at soner i Rogfast med høy andel av sand eller leire (antatt seismisk hastighet <3000 m/s) og høye vanntrykk, gir soner som kan være aktuelle for frysestabilisering. I de fem områdene antatt som de vanskeligste i kapittel 4, har alle sonene tilstrekkelig bergoverdekning og sjødyb til å kunne produsere vanntrykk adskillig høyere enn de i Hallandsåsen og Oslofjorden. Dette betyr at mange av sonene i Rogfast kan være aktuelle for frysing hvis den rette kombinasjonen av dårlig bergkvalitet og høyt vanntrykk inntreffer, men at dagens moderne sikringsmetoder i de aller fleste tilfeller vil være tilstrekkelig uten at en behøver å benytte frysestabilisering.

7 Tid og kostnads estimat for driving og sikring gjennom de vanskeligste områdene

Kapittelet gir et tid og kostnads estimat basert på forslaget til driving og sikring i kapittel 5.4, og erfaringer/forslag fra andre relevante tunnelprosjekter. Forslaget gjelder driving og sikring av bergtunnelen, ikke medregnet installasjoner i tunnelen. Rensk er ikke med i beregningen, men det legges til et riggt tillegg på 20%. Det er heller ikke gjort et estimat for eventuell frysestabilisering.

7.1 Erfaringer og forslag fra andre prosjekter

Kapittelet gir en kort oversikt over erfaringer og forslag fra andre tunneler som er relevant for utarbeidelse av tid og kostnads estimatet for Rogfast.

7.1.1 Tunnel på rv.23 Dagslet-Linnes

Bergtunnelen er ca. 1900 m lang, består av to løp med T9,5 profil og er på land. Berget er hovedsakelig granitt med noen svakhetssoner som forventes sterkt oppkjust og leirinfiserte. Vedlegg 6 viser kostnadsforslaget som er gitt i SWECO's forprosjekt rapport gitt av Skaug, 2013. Dette har vært den viktigste kilden til kostnadsoverslaget gitt for Rogfast i tabell 7-7 på grunn av den helt nylige utarbeidelsen.

7.1.2 Hallandsåsen

Det er benyttet konvensjonell driving i Hallandsåsen blant annet ved driving av tverrslag. Det har vært en prosess med forinjeksjon, sprengning, utlasting og sikring med bolter og sprøytebetong. En slik syklus har tatt omtrent 2 døgn.

7.1.3 Storhaugtunnelen

Erfaringer er basert på intern rapport gitt i Vegvesen, 2000. Storhaugtunnelen er 1260 m lang og passerer under en gammel bydel i Stavanger som har krevd systematisk injeksjon. Det har blitt benyttet 2m lange CT-bolter for ikke å punktere skjermen. Tunnelen ligger i Ryfylkeskiferen. Det er utført sonderboringer på hele strekningen (stort sett 6 hull) hvor hullene har blitt brukt i injeksjonsskjermen. Injeksjonshullene i skjermen har variert fra 34 til 72 hull, med lengde på 14 m. Det har vært overlapp på 8 m (minimum 50%) som har gitt innlekkasje på 1,46

l/min/100m mot kravet på 3l/min/100m. Det var lagt inn en sperregrense på 300kg injeksjonsmasse per injeksjonshull. Det ble injisert 1014 kg pr.m injisert tunnel.

7.1.4 Frøyatunnelen

Nilsen et al, 1997 gir en grundig analyse og forslag til sikringsmengder, inndrift og kostnader. Rapporten inneholder omfattende tabeller som har vært viktige i estimatet gitt for Rogfast. Den undersjøiske tunnelen er 5,2 km lang og binder sammen Hitra og Frøya. Geologien er komplisert med antatt svært vanskelige svakhetssoner med svelleleire. Bergarter er hovedsakelig prekambriske gneiser.

Arbeiderforanstuffog sikringsmidler	Mengde	Pris(i1997 kroner)	Pris(i2012 kroner)
Sonderboring[m]	23373	kr40	kr54
Injeksjonsboring[m]	102685	kr40	kr54
Injeksjonsavsement[tonn]	1890	kr5000	kr5720
Bolter[stk]	18148	kr300	kr403
Sprøytebetong[m ³]	14375	kr2300	kr3091
Utstøpning[m]	760	kr24200	kr2525
Forbolter[stk]	1140	kr1400	kr1882
Sålestøp[m]	330	kr7000	kr9408
Sprengningogmassetransport[m ³]	229074	kr125	168
Injeksjonsomfang	tonnpr.m tunnel		
Injeksjonsklasse1	0,5		
Injeksjonsklasse2	1,5		
Injeksjonsklasse3	2,5		
Arbeidstider			
Antallskiftpr.dag	2		
Timerpr.skift	9,5		
Antallskiftpr.uke	11		
Dagerpr.uke	5,5		
Salver/skift	1,3		
Injeksjonsarbeider[skift/skjerm]	2		
Arbeidsukerpr.år	45		
Byggetidogkostnad(1997kroner)			
Tot.tidsforbrukveddrivingfra10sider	130,7	uker	
Med45ukerpr.år	2	år	11 mnd
Gjennomsnittliginndriftpr.stuff	20	m/uke	
Prisinkl.rigg	kr175200000		
Prispr.lminkl.rigg	kr40204		

Figur 7-1: Sammendrag av antatte verdier for Frøyatunnelen gitt i Nilsen et al, 1997.

Figur 7-1 gir et sammendrag av viktige verdier knyttet Frøyatunnelen, disse er viktige for Rogfast estimatet i tabell 7-6 og 7-7. Det må fremheves at dette er antatte verdier foreslått av Nilsen et al, 1997, før Frøyatunnelen ble bygget. Gjennomsnittlig inndrift pr.stuff er beregnet til omtrent 20 m/uke for tunnelen sett under ett, mesteparten av tunnelen går i rimelig godt berg hvor inndriften vil kunne ligge på mer enn 40 m/uke.

7.1.5 T-baneringen

Tunnelen er 1235m lang med mindre enn 35m overdekning under tettbebygget strøk i Oslo sentrum. Lekkasje kravet var på 7-14l/min/100m. I snitt ble det injisert 654 kg/injeksjonshull og 1960 kg/m injisert tunnel (Vegvesen 2002).

7.2 Estimat for Rogfast

7.2.1 Inngangsdata

Fordelingen av sikringsklasser for hvert enkelt område kan ses i vedlegg 5, tabell 7-1 viser total fordelingen når alle fem områdene er slått sammen i en tabell. De antatte lengdene er målt fra de ingeniørgeologiske profilene i figur 4-20, -21 og -22. Det er ikke beregnet noe berg i sikringsklasse III, grunnen til dette er at det kun er registrert seismisk hastighet under 4400 m/s to steder i område 5, slik at gjennomsnittet uansett er betraktelig høyere. De andre områdene har kun hastigheter over 4400 m/s i bergmassen.

Antatt fordeling av sikringsklasser for de 5 områdene				
Seismisk Hastighet [m/s]	Q-verdi	Sikringsklasse (tabell 5-4)	Antatt lengde [m]	Andel av lengde [%]
>4400	>4	I/II	4668,8	86,5
4000 - 4399	1,52 - 4	III	0	0,0
3100 - 3999	0,1 - 1,52	IV	471,2	8,7
2500 - 3099	0,01 - 0,1	V	249,5	4,6
<2500	<0,01	VI	10,5	0,2
SUM			5400	100,0

Tabell 7-1: Antatt fordeling av sikringsklasser for de fem områdene.

Dataene i tabell 7-2 gir inngangsdata for det tiltenkte tunnelprofil vist i vedlegg 3, og annen nyttig data for å beregne sikringsmengder, byggetid og kostnader. Geometriske mål er i tillegg basert på tabell 4.4 i håndbok 021 gitt i vegvesen, 2010.

Tunneldata for teoretisk sprengningsprofil			
Profil	T12	Redusert salve [m]	2,5
Tverrsnitt [m ²]	89	Normal salve [m]	5
Tunnel lengde [m]	5400	Salver redusert, Q<0,2 [stk]	166
Spennvidde [m]	13	lengde Q<0,2 [m]	415
Vegghøyde [m]	2,4	Utsprengt masse [m ³]	480600
Buelengde [m]	24,4	Pilhøyde [m]	1,3
Heng lengde [m]	19,6		

Tabell 7-2: Diverse inngangsdata for beregning av sikring, inndrift og kostnader.

7.2.2 Sikringsmengder og arbeider foran stoff

Tabell 7-3 og 7-4 gir de beregnede sikringsmengdene i hver sikringsklasse og totalt for hvert enkelt sikringsmiddel og er basert på tabell 5-4 i tillegg til tabellene i kapittel 7.2.1. Boltene er beregnet ved å benytte heng lengden i tabell 7-2, ettersom vegghøyden er såpass lav som 2,4m tas det ikke høyde for spotbolting i vegg. Sprøytebetong sprutes helt ned i såle bortsett fra i klasse I/II. I klasse VI er det beregnet 80 mm tykkelse på sprøytebetongen som en minimums arbeidssikring som trolig må økes. Det samme gjelder for sprøyting av stoffen som ikke er medregnet, men som kan bli aktuelt likevel. Forboltene er beregnet å installeres i hengen, sålestøpet har 10% pilhøyde og utstøpningen er 5 m ekstra støp på hver side av sonen. En bør være oppmerksom på at særlig mengde bolter og sprøytebetong kan bli høyere hvis stoffen er ustabil og må sikres.

Bregnede sikringsmengder i hver sikringsklasse						
Sikringsklasse	Bolter		Sprøytebetong		Sprøytebetongbuer	
	pr.m	Stk.	m ³ /m	m ³	avstand [m]	Antall [stk]
I/II	3,14	14641	1,25	5827	-	
III	0,00	0,00	0,00	0,00	-	
IV	8,71	4105	2,94	1385	2	236
V	8,71	2173	2,94	734	1,5	166
VI	8,71	91	1,57	16	-	
SUM		21011		7962		402

Tabell 7-3: Bregnede sikringsmengder av bolter, sprøytebetong og buer.

Bregnede sikringsmengder i hver sikringsklasse					
Sikringsklasse	Forbolter		Sålestøp		Full utstøpning
	stk.pr salve	stk	m ³ /m	m ³	lengde [m]
I/II	-				
III	-				
IV	65,33	10845			
V			16,9	4217	
VI	-		16,9	177	20,5
SUM		10845		4394	20,5

Tabell 7-4: Bregnede sikringsmengder av forbolter, sålestøp og full utstøpning.

Tabell 7-5 gir beregnet mengde av kjerneboring, sonderboring og injeksjonsarbeider. Injeksjonsklassene med tilhørende hull antall, hull lengde og injeksjonslengde [%] er basert på tabell 5-5 og tabell 13 i Holmøy et al, 2011. Inngang i tonn pr.m er basert på forslaget fra Frøyatunnelen gitt i figur 7-1. I beregningene for injeksjonsboring er det tatt høyde for at sonderhullene skal benyttes som injeksjonshull, slik at antall meter injeksjonsboring minker deretter.

ARBEIDER FORAN STUFF			
Kjerneboring	Sonderboring		
Lengde [m]	Hull [stk]	Lengde [m]	
5400	1080	30240	
Injeksjonsarbeider			
	Injeksjonsklasse 1	Injeksjonsklasse 2	Injeksjonsklasse 3
Q-verdi	>4	0,1-4	<0,1
Antall hull pr.skjerm	25	33	50
Hull lengde [m]	21	18	15
Overlapp min. 50% [m]	11	9	8
Injeksjons lengde [%]	15	50	40
Injeksjons lengde [m]	700	236	104
Injeksjonsboring [m]	33825	15517	14580
Inngang [tonn/m]	0,5	1,5	2,5
Inngang [tonn]	350	353	260
Total injeksjonsboring [m]	63922		
Total injeksjon [tonn]	963		

Tabell 7-5: Beregnet mengde kjerneboring, sonderboring og injeksjonsarbeider. Injeksjonsklasser er fra Holmøy et al, 2011.

7.2.3 Inndrift og kostnader

Tabell 7-6 viser en oversikt over inndrift beregningen for de fem områdene. Arbeidstidene er antatt lik de i Frøyatunnelen (figur 7-1). Salver pr.dag er vurdert ut ifra flere av erfaringene, men det er lagt vekt på at det beregnes en dag til injeksjonsarbeider i Frøyatunnelen og at en i Hallandsåsen drev i 2 dagers sykluser med lignende drive- og sikrings metode som i Rogfast.

INNDRIFT					
Arbeidstider					
Antall skift pr. dag	2				
Antall skift pr. uke	11				
Dager pr.uke	5,5				
Arbeidsuker pr.år	45				
Drivetider					
	Lengde [m]	salver/dag	salver/uke	m/uke	Antall uker
Normal salve	5	1,5	8,25	41	113,2
Redusert salve	2,5	0,5	2,75	7	106,3
Antatt byggetid					
Tidsforbruk for driving, sikring og injeksjon fra en side				220	uker
Tidsforbruk ved driving fra to sider				110	uker
Tidsforbruk 45 ukers arbeidsår:				2 år	5 mnd
Gjennomsnittlig inndrift pr.stuff				24,5	m/uke

Tabell 7-6: Beregnet inndrift.

Kostnadsforslaget i tabell 7-7 tar kun høyde for mengden av de forskjellige arbeidsprosessene, tiden som medgår i hver prosess og prisen dette har er ikke inkludert. Det er også gjort beregninger for to løp inkludert rigg, ettersom Rogfast blir en toløps tunnel.

KOSTNADSFORSLAG FOR TUNNEL GJENNOM DE FEM OMRÅDENE							
Arbeidsprosess		Enhet	Mengde		Pris	Sum	
			Ett løp	To løp		per arbeidsprosess	per hovedprosess
1.0	Arbeider foran stoff						kr 20 817 600
1.1	Sonderboring	m	3024	6048	kr 60	kr 362 880	
1.2	Kjerneboring	m	5400	10800	kr 1 200	kr 12 960 000	
1.3	Injeksjonsboring	m	63922	127844	kr 30	kr 3 835 320	
1.4	Injeksjon av sement	tonn	963	1926	kr 1 900	kr 3 659 400	
2.0	Sprengning og massetransport						kr 144 180 000
2.1	Sprengning av tunnel	m3	480600	961200	kr 90	kr 86 508 000	
2.2	Massetransport	m3	480600	961200	kr 60	kr 57 672 000	
3.0	Stabilitetssikring						kr 123 055 100
3.1	Bolter	stk	21011	42022	kr 450	kr 18 909 900	
3.2	Forbolter	stk	10845	21690	kr 1 200	kr 26 028 000	
3.3	Sprøytebetong	m3	7962	15924	kr 2 000	kr 31 848 000	
3.4	Sprøytebetongbuer	stk	402	804	kr 37 000	kr 29 748 000	
3.5	Full utstøpning	m	20,5	41	kr 30 000	kr 1 230 000	
3.6	Sålestøp	m3	4394	8788	kr 1 400	kr 12 303 200	
Sum arbeider ekskl. Rigg							kr 285 064 700
Rigg tillegg		%			20 %		kr 57 012 940
Sum arbeider inkl. Rigg							kr 342 077 640
Pris pr.lm tunnel inkl.rigg							kr 63 348
Pris pr.løp pr.lm inkl.rigg							kr 31 674

Tabell 7-7: Kostnadsforslag for driving av tunnel gjennom de fem antatt vanskeligste områdene.

(blank side)

8 Konklusjon

Tabell 4-5 viser klassifiseringen av svakhetssonene i Rogfast og hvordan de har blitt fordelt i tre vanskelighetsgrader; vanskelig, middels og enkel, basert på seismisk hastighet. Det er beregnet at svakhetssonene vil ha Q-verdi mellom 0,003 og 1,52. De er også gitt sikringsklasse III til og med VI i henhold til tabell 5-1.

Vanskelighetsgrad	Q-verdi	Seismisk Hastighet [m/s]	Sikringsklasse
Vanskelig	0,003 - 0,08	2200 - 2999	VI og V
Middels	0,08 - 0,38	3000 - 3499	V og IV
Enkel	0,38 - 1,52	3499 - 3999	IV og III

Tabell 4-5: Klassifisering av Svakhetssoner. Sikringsklasse gitt fra Statens vegvesen sin sikringsklasse for vegtunneler i vegvesen, 2010.

Fem områder langs tunneltrase forventes å være de mest krevende drive- og sikringsmessig. Det er også gitt et forslag til rangering (tabell 4-10) fra vanskeligst til enklest, med mest vekt på hastighet, bredde, sjødyb og bergoverdekning. Fra vanskelig til enklest er disse: område 5 (pel.nr 19200-21300), område 3 (pel nr. 15600-16100), område 4 (pel nr. 17200-18000), område 1 (pel.nr 6500-7500) og område 2 (pel nr. 13100-14100).

Tabell 5-4 viser foreslått sikringsmatrise for Rogfast. Vanlig bergmasse er antatt å ha Q-verdi større enn 1,52 (sikringsklasse I-III), og skal boltes systematisk med minimum 2,5x2,5m avstand (3-4m lange bolter). Sprøytebetongen skal være 80 – 100 mm tykk og sprøytes ned til sålen. Når Q-verdien er over 10 kan det vurderes å nedjustere sikringsmengden. Svakhetssonene ($Q < 1,52$) ligger hovedsakelig i sikringsklasse IV og V. Disse skal boltes systematisk med mønster 1,5 x 1,5 m (inntil 4 m lange bolter) og sprøytes med 150 mm tykk betong. Når Q-verdi er under 0,2 skal det installeres forbolter (c/c 30 cm, 6 m lange) og armerte sprøytebetongbuer (c/c 1,5 – 2,5 m.). Sålestøp skal vurderes og er påkrevd i sikringsklasse V. I de vanskeligste sonene (klasse VI) benyttes full utstøpning hvis ikke utbedret sikring fra klasse V er tilstrekkelig. Andre spesielle metoder som frysing kan og være et alternativ. Kort oppsummert foreslås en metode med systematisk sonder- og kjerneboring for å identifisere svakhetssoner og forholdene underveis, forinjeksjon

for tetting og stabilisering, forbolting for stabilisering, korte salvelengder (2,5m), sprøytebetong, systematisk bolting og armerte sprøytebetongbuer.

Erfaringene fra Hallandsåsen og Oslofjorden tyder på at alle sonene i de fem vanskeligste områdene har tilstrekkelig bergoverdekning og sjødyb for å kunne produsere veldig høye vanntrykk. Kombineres dette med dårlig bergkvalitet, særlig rundt 3000 m/s og lavere, ligger forholdene til rette for soner som kan være aktuell å frysestabilisere. Dermed er flere av sonene i Rogfast, inkludert soner utenfor de fem områdene, aktuelle for frysing. Frysing av soner ved Rogfast er vurdert gjennomførbart. Det baseres på at frysing har vært vellykket med større sone bredder, maksimal teoretisk belastning i nesten samme størrelsesorden som Rogfast og for sonemateriale bestående av alt fra leire til blokk under fullt vanntrykk. I Rogfast er det identifisert soner av både leire og sand, som dermed antas å være fullt mulig å tette og stabilisere ved frysing.

Driving og sikring gjennom de fem vanskeligste områdene sett under ett er estimert til å ta omtrent 2 år og 5 måneder hvis en driver gjennom områdene fra to sider. Gjennomsnittlig inndrift per stoff er estimert til 24,5 m/uke. Kostnaden for to løp inkludert rigg kommer på ca. 342 millioner kroner. Pris per løp per løpemeter tunnel inkludert rigg er beregnet å være på 31 674 kr. Det er antatt at de to løpene drives og sikres samtidig og under like forhold i beregningene.

9 Referanser

Andreassen, Fridtjof. «Oslofjordtunnelen - Erfaringer fra frysing og driving gjennom frysesonen.» 1999.

Barton, Nick, B Buen, og S Roald. «Strengthening the case for grouting.» *Tunnel and Tunnelling International, Part 1*, 2001/2002.

Befaring. «Befaring til Statens Vegvesen sitt kontor i Stavanger. Hans Christian Gjelsnes og Jonas Eidesen sammen med hovedveileder Bjørn Nilsen og medveileder Øyvind Dammyr inspiserte og tok bilder av kjerneprøver den 12. og 13. februar 2013.» 2013.

Berggren, Anne-Lise. «Frostkonstruksjonen i Oslofjordtunnelen.» *Fjellsprenningsteknikk*, 1999.

COWI. «E39 Rogfast - Vurdering av TBM alternativ.» 2012.

Eidesen, Jonas. «Ingeniørgeologisk analyse av svakhetssoner ved Rogfast.» Prosjektoppgave, NTNU, 2012.

Frindberg, Henrik. *Prosjekt Hallandsås - Ansökan om tillstånd enligt miljöbalken Teknisk beskrivning*. Trafikverket, 2010.

Hatlenes, Cathrine. «T-forbindelsen - Analyse av ingeniørgeologiske forhold knyttet til krysning av svakhetssoner i undersjøisk tunnel.» NTNU, 2011.

Holmøy, Kristin. «"Significance of geological parameters for predicting water leakage in hard rock tunnels" PhD thesis, NTNU .» 2008.

Holmøy, Kristin Hilde, Eivind Grøv, Emmanuel Lienhard, og Nghia Trinh. «Geologisk rapport for E39 Rogfast.» 2011.

Jessberger, Hans L. «Theory and application of ground freezing in civil engineering.» 1980.

Johansson, Malin. «Ground freezing of weathered rock in the Mølleback zone at the Hallandsås project.» 2011.

Johansson, Teddy. «ARTIFICIAL GROUND FREEZING IN CLAYEY SOILS .» 2009.

Kaiser, P. K., og D. D. Tannant. «The role og shotcrete in hard-rock mines.» 2001.

Karlson, Kåre Ingolf. «Rv 64 atlanterhavstunnelen - Lekasjesone 230m under havoverflaten.» *Fjellsprengningsdagen 2008*, 2008.

Kveen, Alf. «Stabilitetssikring - Teknologidagene 2008.» Statens Vegvesen, 2008.

NFF. «Tung bergsikring i undergrunnsanlegg.» 2008.

NGI. «Rogfast - Geologisk Samlerapport.» Norges Geotekniske Institutt, 2010.

NGU. *Berggrunnskart*. Juli 2011.

http://www.ngu.no/upload/Kart%20og%20data/berggrunnskart/bergarter_Norge_uSvalbard.jpg.

NGU. «Geological investigations by drill core logging for the Rogfast tunnel project.» 2011.

Nilsen, Bjørn. «Samtaler underveis i arbeidet med masteroppgaven.» 2013.

Nilsen, Bjørn, Håkan Stille, og Arild Palmstrøm. «Frøyatunnelen - Analyse av drive- og sikringsmetoder som grunnlag for kostnadsberegning, gjennomførbarhet- og risikovurdering. .» 1997.

Nilsen, Bjørn, og Einar Broch. «Ingeniørgeologi - Berg Grunnkurskompendium.» 2009.

Nilsen, Bjørn, og T Dahlo. «A study of cases of instability in hard rock tunnels.» *7th International IAEG Congress*, 1994.

Panthi, Krishna, og Bjørn Nilsen. «Uncertainty analysis of tunnel squeezing for two tunnel cases from Nepal Himalaya.» *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2007.

Shuster, John A. «Engineering quality assurance for construction ground freezing.» 1981.

Singh, B, J. L. Jethwa, og A. K. Dube. «Correlation between observed support pressure and rock mass quality.» *Tunneling and Underground space Technology*, 1992.

Skaug, Knut Henrik. «Forprosjekt tunnel - Detalj- og reguleringsplan for rv.23 Dagslet - Linnes .» 2013.

Stefanussen, Werner. «Tunneling in swelling and squeezing ground.» 1999.

Sturk, Robert, Francois Dudouit, Oskar Aurell, og Stig Eriksson. «Summary of the first TBM drive at the Hallandsaas project.» 2011.

Sundberg, J. «Thermal properties of soils and rocks .» 1988.

UIO.

http://www.uio.no/studier/emner/matnat/geofag/GEO1010/h10/gruppeovelseser/bakgrunnsteori/4_Teori_Berggrunn_Landformer.pdf. September 2010. (funnet 11 2012).

Vegvesen, Statens. «Arbeider foran stoff og stabilitetssikring i vegtunneler.» 2010a.

Vegvesen, Statens. «E39 ROGFAST - REGULERINGSPLANER PLANBESKRIVELSE.» 2012.

Vegvesen, Statens. «Erfaringer fra injeksjonsarbeider i Storhaugtunnelen.» 2000.

Vegvesen, Statens. «Håndbok 021 - Normaler for Vegtunneler.» Vegdirektoratet, 2010.

Vegvesen, Statens. «Kjernelogging og bilder fra Alstein, Hestholmen, Krågøy, Krågøy Nord og Sauholmen. Motatt på befaring 2013.» 2011.

Vegvesen, Statens. «Prosesskode 1 - Standard beskrivelsestekster for vegkontrakter.» 2012a.

Vegvesen, Statens. «Sluttrappert for injeksjonsarbeidene ved T-baneringen.» 2002.

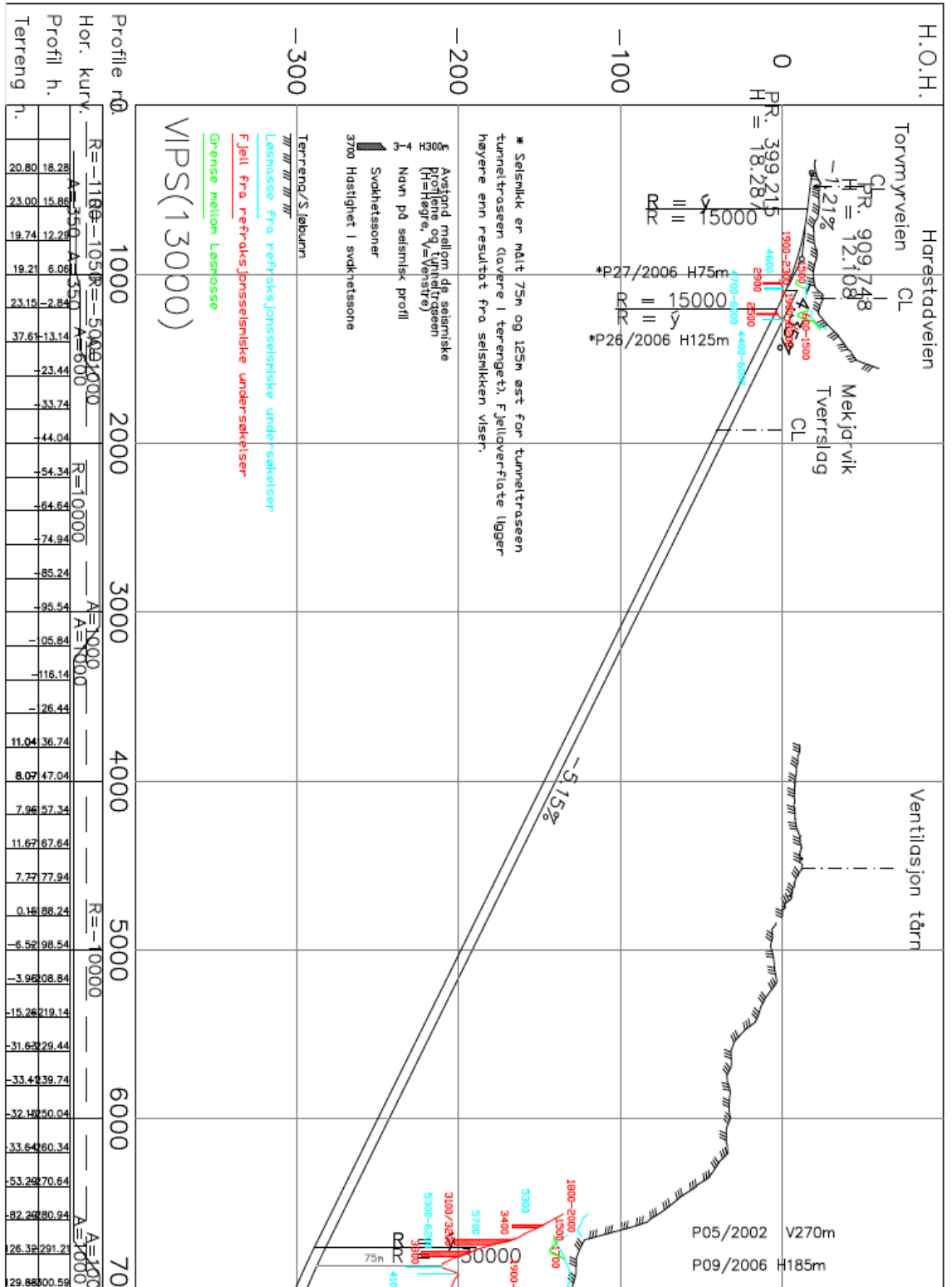
Wallis, Shani. «Freezing under the sea rescues Oslofjord highway tunnel.» 1999.

10 Vedlegg

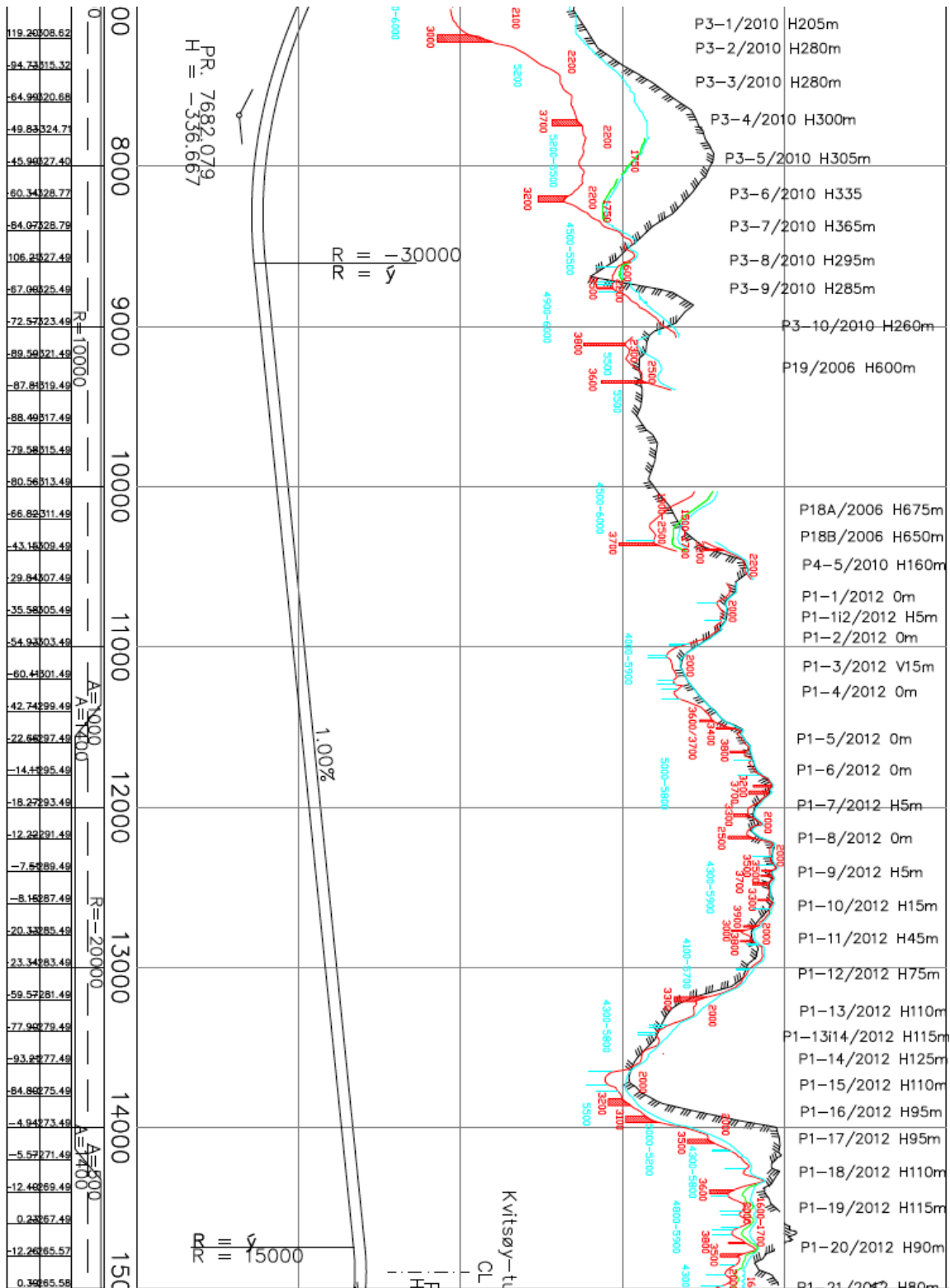
Vedleggsnummer	Beskrivelse	Antall sider
1	Ingeniørgeologisk profil for Rogfast.	4
2	Skjema for bestemmelse av Q-verdi.	1
3	Tunnelprofil for Rogfast	1
4	Nøkkeldata for hver enkelt svakhetssones i Rogfast	3
5	Fordeling av sikringsklasser i hvert av de fem antatt vanskeligste områdene.	2
6	Kostnadsoverslag for tunnel på rv.23 Dagslet-Linnes	1

Tabell 10-1: Vedleggsoversikt.

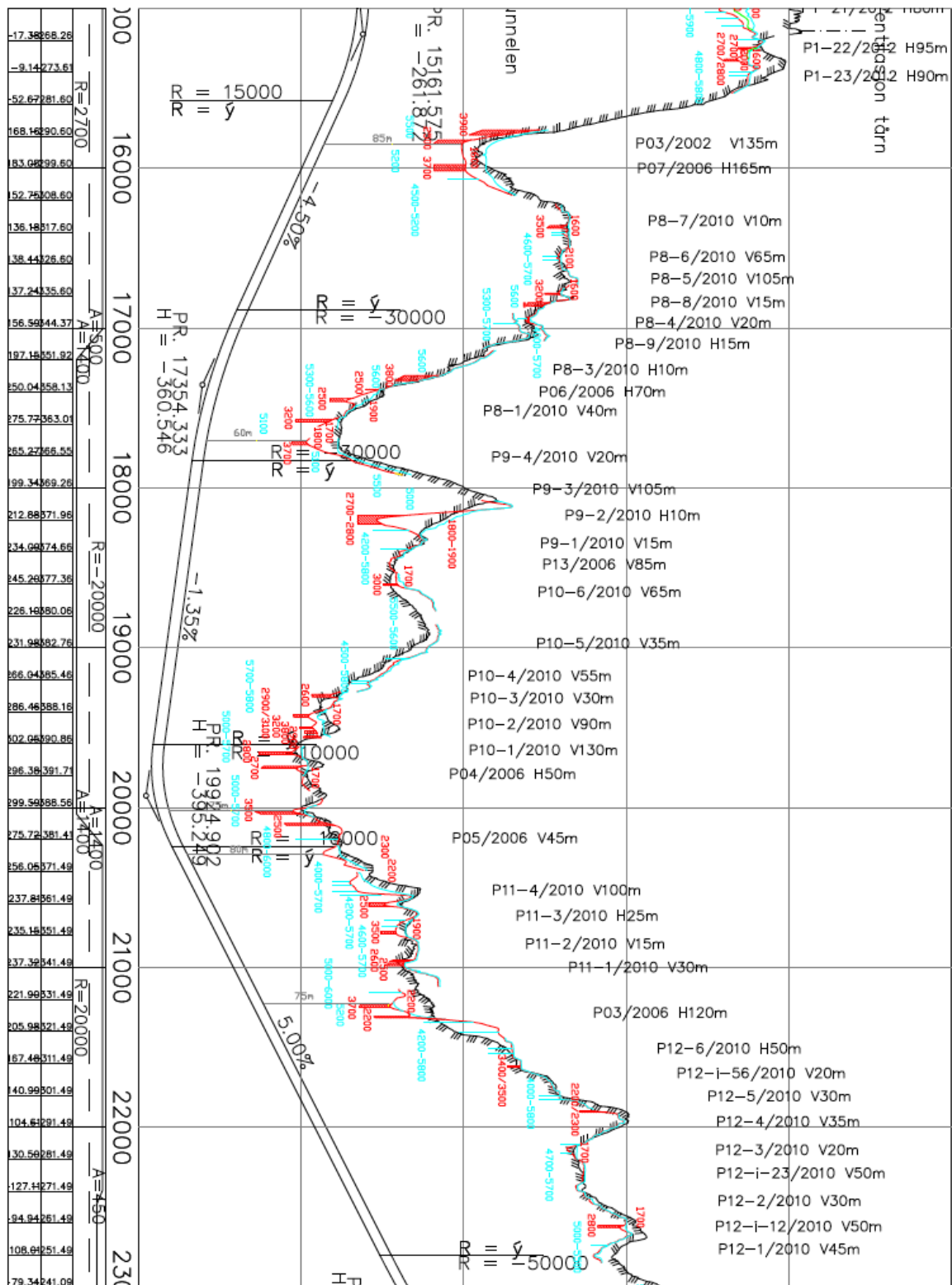
Vedlegg 1



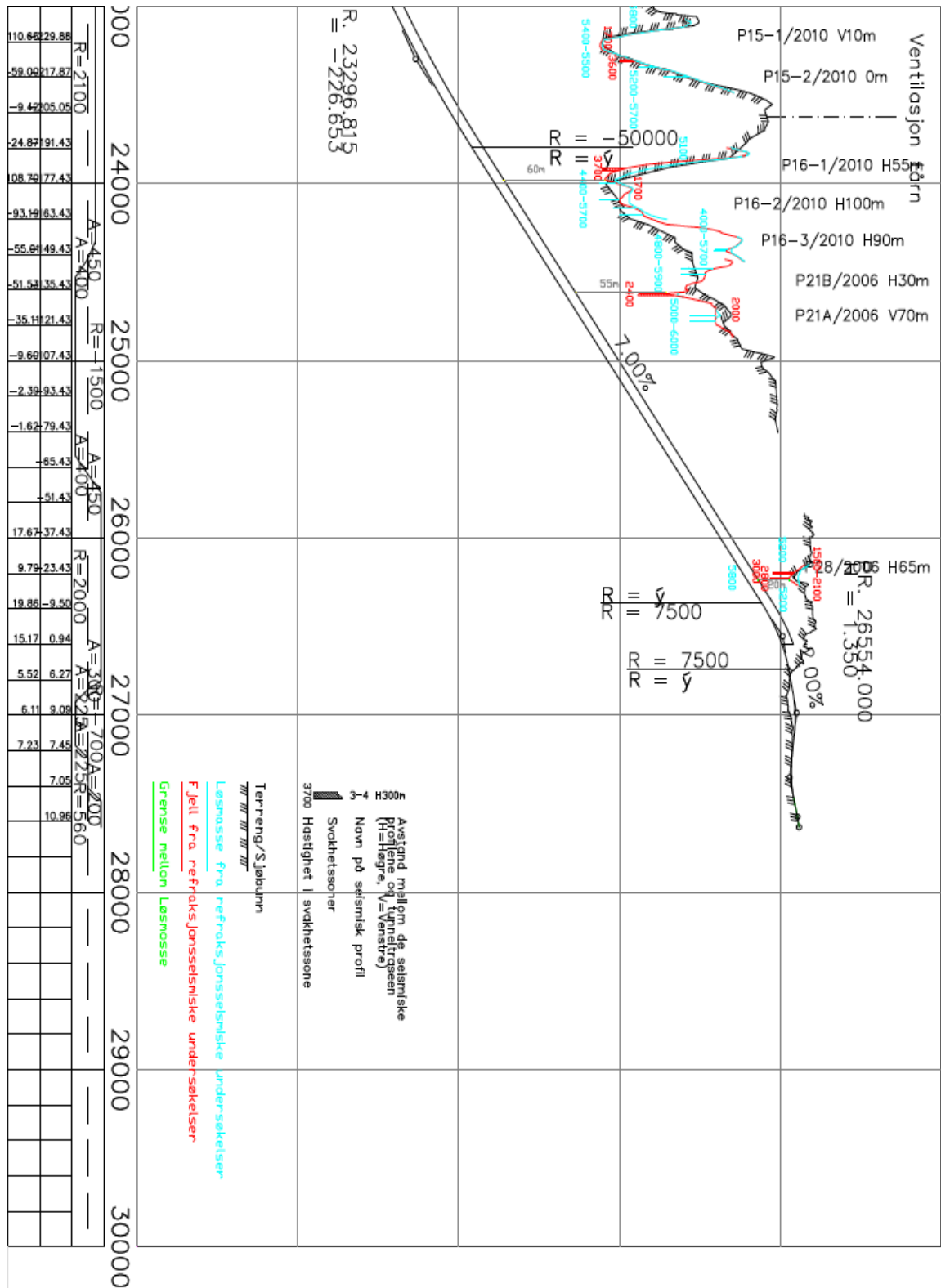
Vedlegg 1



Vedlegg 1



Vedlegg 1



Vedlegg 2

1 Oppsprekkingstall (Rock Quality Designation)	pr. m3	RQD
A Meget sterkt oppsprukket	>27	0-25
B Sterkt oppsprukket	20-27	25-50
C Moderat oppsprukket	13-19	50-75
D Lite oppsprukket	8-12	75-90
E Meget lite oppsprukket	0-7	90-100

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

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

Anm.: i) Ved tunnelkryss brukes (3 x J_n)
ii) I portaler brukes (2 x J_n)

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

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

c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon

H Sprekkefylling med leir, silt, sand, grus eller knust berg tykk nok til å hindre bergkontakt	1
--	---

Anm.: i) Når sprekkeavstanden i det aktuelle sprekkesettet er mer enn 3 m adresseres 1 til ruhetstallet
ii) J_r=0,5 brukes for plane sprekker med glidespeil og linesjon der linesjon er orientert langs sannsynlig bevegelsesretning

4 Tall for sprekkefylling	Φ _r (ca)	J _a
a) Bergkontakt		
A Sammenvekste sprekker med harde mineraler som kvarts, feltspat, epidot		0,75
B Uomvandlede sprekkeflater, bare overflateoksidasjon	25-35°	1
C Svakt omvandlede sprekkeflater. Uoppbløtelig mineralbelegg, sandpartikler, oppknust berg, uten leir.	25-30°	2
D Siltig eller sandig sprekkebelegg, litt leir (ikke sveleleire)	20-25°	3
E Oppbløtelig leirbelegg med lav friksjon f.eks kaolinit eller glimmer. Også kloritt, talk, gips, grafit o.a. Kun små mengder sveleleire.	8-16°	4
b) Bergkontakt før 10 cm skjærdeformasjon (tynn mineralfylling)		
F Sandige partikler, oppknust berg, ikke leir	25-30°	4
G Sterkt overkonsolidert (hardpakket), uoppbløtelig fylling av leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	16-24°	6
H Middels eller litt overkonsolidert fylling av oppbløtelig leirmateriale (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm)	12-16°	8
J Fylling av sveleleire (kontinuerlig, tykkelse < 5 mm). Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av sveleleire.	6-12°	8-12
c) Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon (tykk mineralfylling)		
K Soner og bånd av knust eller desintegert berg og leir. Sterkt overkonsolidert (hardpakket) uoppbløtelig fylling.	16-24°	6
L Soner og bånd av knust eller desintegert berg og leir. Middels til litt overkonsolidert uoppbløtelig fylling.	12-16°	8
M Soner og bånd av leir eller knust eller desintegert berg. Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av sveleleire.	6-12°	8-12
N Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir, silt eller sand. Sterkt overkonsolidert (hardpakket), uoppbløtelig.	16-24°	10
O Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Middels til litt overkonsolidert, oppbløtelig.	12-16°	13
P Tykke, kontinuerlige soner eller bånd med leir. Ja-verdien avhenger av prosentvis innhold av sveleleire.	6-12°	13-20

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

Anm.: i) Faktorene C til F er antatte. J_w-verdien økes når drenerings tiltak blir utført
ii) Spesielle stabilitetsproblemer ved isdannelse er ikke vurdert

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

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

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

Anm.: ii) I tilfeller med sterkt anisotrop, jomfruelig spenningsfelt (dersom målinger foreligger): når $5 \leq \sigma_1 / 10 \leq \sigma_3$, reduseres σ_1 til $0,75 \sigma_3$. Når $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$, reduseres σ_1 til $0,5 \sigma_3$, hvor σ_3 = enaksial trykkfasthet, σ_1 og σ_3 er henholdsvis største og minste hovedspenning og σ_2 = maksimal tangentialspenning (antatt fra elastisitetsteori).
iii) Når tunnelhengens dybde under fjelloverflaten er mindre enn spennvidden, økes SRF fra 2,5 til 5, unntatt ved høye horisontalspenninger (se H)

c) Tyteberg: plastisk flytning av inkompetente bergarter under påvirkning av høye spenninger	σ ₂ /σ ₃	SRF
O Moderat tyteberg	1-5	5-10
P Intenst tyteberg	>5	10-20

Anm.: iv) Tilfeller av tyteberg kan forekomme for dybder H>350 Q1/3 (Singh et al., 1992). Bergmassens trykkfasthet kan estimeres fra $s_{cm} \approx sc/100 \times 0,7 \times g \times Q^{1/3}$ (MPa) hvor g = bergartens egenvekt i kN/m³, og s_{cm} = bergmassens trykkfasthet.

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

Anm.: For J_r og J_a brukes verdier fra det sprekkesettet som er mest ugunstig for stabiliteten både med hensyn til orientering og skjærstyrke. $\tau = \sigma_n \tan^2(J_r/J_a)$. Velg sprekkesett eller diskontinuitet hvor utglidning mest sannsynlig vil skje.

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



Statens vegvesen

Ref. F. Lien og F. Løseth

Vedlegg 4

ROGFAST									
Profil nr.	Seismisk hastighet (m/s)	Bergoverdekning (m)	Løsmassedybde (m)	Sjødyb (m)	Sonebredde (m)	D.U.H (m)	Bergarter	Vanskegrad	Q-verdi
6500-7000	3400,00	121,5	69,5	83	18,50	274	Granittisk gneis	Middels	0,285
6500-7000	3150	97	60	123	43,20	280	Granittisk gneis	Middels	0,130
6500-7000	3300,00	80	77	126	37,00	283	Granittisk gneis	Middels	0,210
7000-7500	3000,00	103	75	120	50,00	298	Gabbro	Middels	0,078
7500-8300	3700,00	186	74	54	40,00	314	Gabbro	Enklere	0,683
7500-8300	3200,00	185	73	62	40,00	320	Gabbro	Middels	0,153
8500-9500	3500,00	212	28	77	10,00	317	Gabbro	Enklere	0,385
8500-9500	3800,00	215	16	83	15,00	314	Gabbro	Enklere	0,900
8500-9500	3600,00	224	0	87	17,50	311	Gabbro	Enklere	0,515
10000-11000	3700,00	222	28	52	25,00	302	Gabbro	Enklere	0,683
10000-11000	3200,00	262	0	40	15,00	302	Gabbro	Middels	0,153
11000-12000	3650	246	8	37	15,00	291	Gabbro	Enklere	0,594
11000-12000	3400,00	255	4	30	10,00	289	Gabbro	Middels	0,285
11000-12000	3800,00	265	2	22	13,00	289	Gabbro	Enklere	0,900
11000-12000	3200,00	278	0	8	15,00	286	Gabbro	Middels	0,153
11000-12000	3700,00	274	3	9	25,00	286	Gabbro	Enklere	0,683
12000-12250	3300,00	262	5	18	20,00	285	Gabbro	Middels	0,210
12000-12250	2500,00	262	4	17	20,00	283	Gabbro	Vanskelig	0,012
12300-12400	3500,00	274	0	8	8,00	282	Gabbro	Enklere	0,385
12405-12440	3500,00	274	0	8	8,00	282	Gabbro	Enklere	0,385
12450-12625	3700,00	271	0	9	18,00	280	Gabbro	Enklere	0,683
12450-12625	3300,00	271	3	6	10,00	280	Gabbro	Middels	0,210
12630-13000	3900,00	258	1	18	10,00	277	Gabbro	Enklere	1,176
12630-13000	3000,00	251	9	18	10,00	278	Gabbro	Middels	0,078
12630-13000	3800,00	258	2	18	10,00	278	Gabbro	Enklere	0,900
13000-14000	3300,00	220	0	54	30,00	274	Gabbro	Middels	0,210
13000-14000	3200,00	166	20	82	45,00	268	Gabbro	Middels	0,153
13000-14000	3100,00	180	40	46	40,00	266	Gabbro	Middels	0,110

Vedlegg 4

ROGFAST									
Profil nr.	Seismisk hastighet (m/s)	Bergoverdekning (m)	Løsmasse dybde (m)	Sjødyb (m)	Sone bredde (m)	D.U.H (m)	Bergarter	Vanskegrad	Q-verdi
14000-14500	3500,00	222	43	3	30,00	268	Grønnstein/skifer	Enklere	0,385
14000-14500	3600,00	228	22	12	25,00	262	Grønnstein/skifer	Enklere	0,515
14600-15000	3800,00	237	21	0	10,00	258	Grønnstein/skifer	Enklere	0,900
14600-15000	3500,00	229	16	12	20,00	257	Grønnstein/skifer	Enklere	0,385
15000-15500	2700,00	235	12	15	10,50	262	Grønnstein/skifer	Vanskelig	0,026
15000-15500	2750	231	26	5	14,00	262	Grønnstein/skifer	Vanskelig	0,032
15625-16100	3900,00	108	11	163	35,00	282	Grønnstein/skifer	Enklere	1,176
15625-16100	2500,00	85	12	188	28,00	285	Grønnstein/skifer	Vanskelig	0,012
15625-16100	3700,00	91	12	186	42,00	289	Grønnstein/skifer	Enklere	0,683
16300-17000	3500,00	168	5	135	17,50	308	Grønnstein/skifer	Enklere	0,385
16300-17000	3200,00	185	1	140	10,50	326	Grønnstein/skifer	Middels	0,153
16300-17000	3200,00	175	3	151	21,00	329	Grønnstein/skifer	Middels	0,153
17150-17405	3800,00	120	2	226	35,00	348	Grønnstein/skifer	Enklere	0,900
17150-17405	2500,00	97	3	249	7,00	349	Grønnstein/skifer	Vanskelig	0,012
17435-18000	2500,00	80	14	257	21,00	351	Grønnstein/skifer	Vanskelig	0,012
17435-18000	3200,00	71	9	274	17,50	354	Grønnstein/skifer	Middels	0,153
17435-18000	3700,00	60	22	275	21,00	357	Grønnstein/skifer	Enklere	0,683

Vedlegg 4

ROGFAST									
Profil nr.	Seismisk hastighet (m/s)	Bergoverdekning (m)	Løsmassedybde (m)	Sjødyb (m)	Sone bredde (m)	D.U.H (m)	Bergarter	Vanskegrad	Q-verdi
18100-19000	2750,00	113	35	215	54,00	363	Grønnstein/skifer	Vanskelig	0,032
18100-19000	3000,00	129	0	240	14,00	369	Gabbro	Middels	0,078
19150-19460	2600,00	97	7	274	17,50	378	Gabbro	Vanskelig	0,018
19150-19460	2950	85	12	283	17,50	380	Gabbro	Vanskelig	0,066
19500-19590	3200,00	88	20	274	10,50	382	Gabbro	Middels	0,153
19500-19590	3800,00	91	14	277	10,50	382	Gabbro	Enklere	0,900
19500-19590	2900,00	92	4	286	10,50	382	Gabbro	Vanskelig	0,055
19625-19800	2800,00	78	2	302	14,00	382	Gabbro	Vanskelig	0,038
19625-19800	2700,00	82	13	289	14,00	384	Gabbro	Vanskelig	0,026
20000-20160	3500,00	75	14	292	17,50	381	Gabbro	Enklere	0,385
20000-20160	2500,00	92	6	280	14,00	378	Gabbro	Vanskelig	0,012
20450-20825	2500,00	105	12	237	24,50	354	Gabbro	Vanskelig	0,012
20450-20825	3500,00	102	9	234	17,50	345	Gabbro	Enklere	0,38496
20875-21000	2600,00	98	3	234	14,00	335	Gabbro	Vanskelig	0,018
20875-21000	2500,00	97	0	237	17,50	334	Gabbro	Vanskelig	0,012
21150-21375	3700,00	75	29	218	21,00	322	Gabbro	Enklere	0,683
21150-21375	2200,00	83	18	217	10,50	318	Gabbro	Vanskelig	0,003
21500-22000	3450	137	1	165	7,00	303	Gabbro	Middels	0,332
21500-22000	2250	168	21	100	10,50	289	Gabbro	Vanskelig	0,004
22500-23000	2800,00	149	12	91	14,00	252	Gabbro	Vanskelig	0,038
23000-23400	3600	122	1	92	7,00	215	Gabbro	Enklere	0,515
23800-24000	3700	72	19	83	21	174	Gabbro	Enklere	0,683
24450-24750	2400	55	23	48	14,00	126	Granittisk gneis	Vanskelig	0,008

Vedlegg 5

Område 1				
	Q-verdi	Sikringsklasse	Lengde [m]	Andel [%]
	>4	I/II	851,3	85,1
	1,52 - 4	III	0	0,0
	0,1 - 1,52	IV	98,7	9,9
	0,01 - 0,1	V	50	5,0
	<0,01	VI	0	0,0
		SUM	1000	100
Område 2				
	Q-verdi	Sikringsklasse	Lengde [m]	Andel [%]
	>4	I/II	855	85,5
	1,52 - 4	III	0	0
	0,1 - 1,52	IV	145	14,5
	0,01 - 0,1	V	0	0
	<0,01	VI	0	0
		SUM	1000	100

Vedlegg 5

Område 3				
	Q-verdi	Sikringsklasse	Lengde [m]	Andel [%]
	>4	I/II	395,00	79
	1,52 - 4	III	0	0
	0,1 - 1,52	IV	77,00	15,4
	0,01 - 0,1	V	28	5,6
	<0,01	VI	0	0
		SUM	500,00	100
Område 4				
	Q-verdi	Sikringsklasse	Lengde [m]	Andel [%]
	>4	I/II	698,50	87,3125
	1,52 - 4	III	0	0
	0,1 - 1,52	IV	73,50	9,1875
	0,01 - 0,1	V	28	3,5
	<0,01	VI	0	0
		SUM	800,00	100
Område 5				
	Q-verdi	Sikringsklasse	Lengde [m]	Andel [%]
	>4	I/II	1869,00	89,0
	1,52 - 4	III	0	0,0
	0,1 - 1,52	IV	77,00	3,7
	0,01 - 0,1	V	143,50	6,8
	<0,01	VI	10,50	0,5
		SUM	2100,00	100

Vedlegg 6

Bergtunnel - Kostnadsoverslag til detaljplan		Rv.23 Dagslet-Linnes	Forutsetninger:				
Prosjekt				Kostnadsoverslaget gjelder bergtunnel fra påhugg til påhugg.		I summen er det brukt vann- og frostsikringskonsept med hvelv av betongelementer. Det er forutsatt bergtetting med injeksjon langs 1342 m av tunnelens lengde.	
Tunnelprofil	2 x T9,5						
Start pel nr.	1392/1415						
Slutt pel nr.	3 280,0						
Snittlengde	1 876,5	m					
Teoretisk spr.profil	71,77	m ²					
Buelengde	21,7	m					
Prosess	Enhet	Per løp	Mengde	Pris	Sum	Sum	
			Totalt	per delprossess	per hovedprosess		
HP3 Tunnel							
31.0 Arbeider foran stoff							28 600 000
31.1 Sonderboring	m	8 552	17 104	60	1 000 000		
31.5 Injeksjon - boring	m	56 567	113 135	30	3 400 000		
31.6 Injeksjon - sement	kg	2 281 628	4 563 255	1,9	8 700 000		
31.6 Injeksjon - arbeidsfimer	timer	2 231	4 462	3 300	14 700 000		
31.6 Injeksjon - pakkere	sik	2 662	5 324	150	800 000		
32.0 Sprengning av tunnel							52 000 000
32.1 Sprengning av tunnel	m ³	152 004	304 008	90	27 400 000		
32.3 Sprengning av nisjer	m ³	5 760	11 520	240	2 800 000		
32.3 Sprengning av tverrforbindelser og tek.rom	m ³	4 713	9 425	240	2 300 000		
32.6 Opplasting og transport	m ³	162 477	324 953	60	19 500 000		
33.0 Stabilitetsikring							55 700 000
33.2 Bolter	sik	14 300	28 601	450	12 900 000		
33.4 Forbolting	sik	4 573	9 145	1 200	11 000 000		
33.4 Sprøytebetong	m ³	5 321	10 641	2 000	21 300 000		
33.4 Sprøytebetongbuer	sik	65	130	37 000	4 900 000		
33.5 Sikringsstøp	m	20	40	30 000	1 200 000		
33.5 Betongutstøping av tunnelsåle	m ³	1 389	2 777	1 400	3 900 000		
33.6 Registrering og kartlegging av bergmassekvalitet	sik	116	232	2 000	500 000		
34.0 Vann- og frostsikring							121 900 000
34.3 Hvelv av sprøytebetong, PE-skum med membran	m ²	40 645	81 290	900	73 200 000		
34.4 Hvelv av betongelementer	m ²	40 645	81 290	1 500	121 900 000		
35.0 Portaler, overbygg, pumpeump m.m.							6 900 000
35.5 Tekniske bygninger og rom	m ²	236	471	14 600	6 900 000		
36.0 Belysning, ventilasjon, sikkerhet og miljøtiltak	m	1 877	3 753	16 000	60 000 000		60 000 000
HP4 Grøfter, kummer og rør	m	1 877	3 753	1 500	5 600 000		5 600 000
HP5 Vegfundament	m	1 877	3 753	4 050	15 200 000		15 200 000
HP6 Vegdekke	m						14 400 000
HP7 Vegutstyr og miljøtiltak	m	1 877	3 753	3 850	14 400 000		14 400 000
Sum spesifiserte arbeider							360 300 000
Diverse uspesifisert				10 %			36 000 000
Sum inkl. diverse uspesifisert							396 300 000
Pris pr. tunnellopp pr. m inkl. diverse uspesifisert							106 000