

Vurdering av bergsikring i Tømmernestunnelen, en 30 år gammel tunnel under renovasjon

Ole-Jakob Olsen

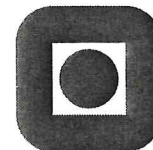
Tekniske geofag

Innlevert: juni 2018

Hovedveileder: Charlie Chunlin Li, IGP

Medveileder: Rune Fagerheim, Implenia Norge AS
Øyvind Rem, Implenia Norge AS

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for geovitenskap og petroleum



MASTEROPPGAVE

Prosjektbeskrivelse

- Kandidatens navn:** Ole-Jakob Olsen
- Oppgavens tittel:** VURDERING AV BERGSIKRING I TØMMERNESTUNNELEN, EN 30 ÅR GAMMEL TUNNEL UNDER RENOVASJON.
- English title:** EVALUATION OF THE ROCK SUPPORT IN TØMMERNES-TUNNELEN, A 30 YEAR OLD TUNNEL UNDER RENOVATION.
- Utfyllende tekst:**
- Tømmernestunnelen befinner seg i Hamarøy kommune, Nordland fylke. Tunnelen ble åpnet i 1988, og er under renovasjon i perioden mai 2017 – vår 2018. I forbindelse med renovasjonen oppdateres bergsikringen. I denne masteroppgaven skal behovet for bergsikring i tunnelen vurderes etter dagens metoder, og sammenlignes med bergsikringen som var i tunnelen før renovasjonen startet.
- Oppgaven representerer en videreføring av et fordypningsprosjekt utført av samme student høsten 2017, hvor forventede stabilitetsproblemer i tunnelen ble diskutert på grunnlag av litteraturstudier. I tillegg ble det utført feltkartlegging og prøvetaking som forberedelse til masteroppgaven.
- I denne oppgaven skal egenskaper ved bergmasse og sprekker anslås fra laboratorieforsøk og etter feltkartlegging. Behovet for bergsikring vurderes etter empiriske metoder og numerisk modellering. Stabilitetssituasjonen i tunnelen skal vurderes, og det skal diskuteres om sikringen som fantes i tunnelen før renovasjonen var tilstrekkelig etter dagens krav til sikring. Diskusjonen skal også vurdere om det finnes andre ingeniørgeologiske erfaringer fra tunnelen som er overførbare til lignende prosjekter.
- Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Implenia Norge AS, med Rune Fagereheim som ekstern kontaktperson og medveileder.
- Studieretning:** Ingeniør- og miljøgeologi
- Hovedprofil:** Ingeniørgeologi og bergmekanikk
- Tidsrom:** 15.1.2018 - 11.6.2018

Charlie Chunlin Li, Professor/hovedveileder

**SKJEMAET TAS INN SOM SIDE 1 I MASTEROPPGAVEN
NTNU, 14.05.2018**

Sammendrag

Flere gamle vegtunneler i Norge oppfyller ikke lenger dagens krav, og planlegges renovert, eller byttet ut de neste årene. En av disse tunnelene er Tømmernestunnelen, en 722 meter lang tunnel i Hamarøy kommune, som er under oppgradering av i perioden 2017 til 2018. Under oppgraderingen er tunnelen stengt, slik at grundige undersøkelser av forholdene i- og omkring tunnelen er mulige. I denne oppgaven vurderes bergsikringen i tunnelen, med hensikt om å samle erfaringer som kan være nyttige for andre prosjekter i området.

For denne rapporten er det gjort litteraturstudier, feltkartlegging, laboratorieundersøkelser og numerisk modellering. Styrke- og elastisitetsegenskaper er anslått fra en bergartsprøve på lab. Numerisk modellering er utført ved hjelp av programvarene RS2 og Unwedge. Feltkartlegging med fokus på bergart, detaljoppsprekking, svakhetssoner og bergmasseklassifisering ble utført høsten 2017. Bergarten i området er en granittisk gneis med markert foliasjon. Tre sprekkesett er kartlagt, hvor ett er parallelt med foliasjonen, og to andre faller bratt omtrent mot nord. Flere svakhetssoner krysser tunneltraseen, hvor bergmassekvaliteten som er klassifisert etter Q-systemet er lavere enn i bergmassen for øvrig. I svakhetssonene er Q-verdiene vurdert til 2-6 (dårlig - middels). Utenfor svakhetssoner er Q-verdiene fra 5 til over 40 (middels - svært godt). Fra Q-systemet er totalt sikringsbehov anslått. Tunnelen viste seg å være relativt godt boltet, også før renovasjonen, sammenlignet med anslått sikringsbehov. Derimot var ikke alle de opprinnelige boltene utført i henhold til dagens standard, og den gamle sprøytebetongen har vist seg å ikke være tilstrekkelig i forhold til dagens krav.

Litteraturstudier viste at flere andre tunneler i området har hatt stabilitetsproblemer som følge av høye horisontale spenninger. Tømmernestunnelen har lav overdekning (maksimalt 60 meter), så stabilitetsproblemer som følge av høye spenninger var ikke forventet. Numeriske analyser i programvaren RS2 viser at slike stabilitetsproblemer likevel kan være mulige på grunn av ugunstig kombinasjon av spenning, tunnelgeometri og oppsprekking av bergarten. Stabilitetsproblemer som følge av høye spenninger forventes å være større i tunneler med større overdekning, og forutsatt stor horisontal spenning. Stabilitetsproblemene som forventes i Tømmernestunnelen er hovedsakelig blokknedfall styrt av diskontinuiteter i bergmassen. Disse problemene har trolig vært størst i forbindelse med svakhetssoner av hyppig oppsprukket bergmasse, og der tilfeldige sprekker finnes, utover de 3 sprekkesettene som tidligere er omtalt.

Abstract (in english)

Several old road tunnels in Norway no longer fulfill today's standard and are being renovated or replaced in the coming years. One of these tunnels is Tømmernestunnelen, a tunnel of length 722 meters, located in Hamarøy municipality. It is under renovation in the period 2017 to 2018. During the renovation, the tunnel is closed, such that thorough investigation of conditions inside- and around it is possible. In this thesis, the rock support is evaluated, with the purpose of gathering experiences that may be useful for other projects in the area.

Literature reviews, geological field mapping, laboratory investigations, and numerical modeling have been carried out for this report. Strength- and elastic properties have been estimated from a rock sample in the lab. Numerical modeling has been done, utilizing softwares RS2 and Unwedge. Geological field mapping focused on rock type, discontinuities, weakness zones, and rock mass classification was carried out in the autumn semester of 2017. The rock type in the area is a granitic gneiss with a distinct foliation. Three sets of discontinuities have been mapped, where one is parallel to the foliation, and two others fall steeply towards north. Several weakness zones cross the tunnel, where the rock mass quality as classified by the Q-system, is lower than that in the surrounding rock mass. In weakness zones the Q-values is estimated to 2-6 (poor – medium). Outside of weakness zones, estimated Q-values are 5 to over 40 (medium – very good). The Q-system also gives an estimate for required rock support. Comparing the estimated required rock support with actual conditions in the tunnel, show that the tunnel is relatively well bolted considering its age. However, several of the bolts originally used are not approved by today's standard, and the same goes for the old shotcrete.

Literature reviews has shown that other tunnels in the area have had stability problems due to high horizontal stresses. Tømmernestunnelen has a low rock overburden (max 60 meters), thus stability problems due to high stresses were not anticipated. Numerical analyses in the software RS2 show that such stability problems may still be possible due to an unfavorable combination of stress distribution, tunnel geometry and discontinuities of the rock mass. Stability problems due to high stresses are expected to be bigger in deeper tunnels, and assuming high horizontal stress. The stability problems that are expected in Tømmernestunnelen is mainly wedge slides and block falls from the discontinuity planes. These problems are expected to have been largest in relation to weakness zones, and where random discontinuities aside from the aforementioned 3 discontinuity planes exist.

Forord

Denne oppgaven leveres i emne TGB4930: Ingeniørgeologi og bergmekanikk, masteroppgave. Studieretningen er Tekniske Geofag, under institutt for geovitenskap og petroleum og fakultet for ingeniørvitenskap ved NTNU Trondheim.

Professor Charlie C. Li har vært hovedveileder for oppgaven. Li er professor i bergmekanikk ved institutt for geovitenskap og petroleum, under fakultet for ingeniørvitenskap ved NTNU Trondheim. Jeg ønsker å takke for all hjelp du har gitt med oppgaven.

Oppgaven har vært skrevet i samarbeid med Implenia Norge AS, med Rune Fagerheim, prosjektingeniør i Implenia, som ekstern medveileder. Rune har gitt flere gode innsikter i renovasjonsprosessen av tunneler, som jeg er takknemlig for.

Særlig takk til Implenia for at jeg fikk gjøre feltarbeid på anlegget. Det var en svært lærerik prosess. Øyvind Rem, også prosjektingeniør i Implenia, var kontaktperson for meg under feltkartleggingen. Øyvind har svart på mange spørsmål om Implenia sine erfaringer i Tømmernestunnelen, og gitt mye verdifull informasjon til oppgaven. En særlig stor takk rettes også til Øyvind for å ha satt av en dag til å være med på kartlegging i tunnelen.

Jeg ønsker også å takke to av overingeniørene på institutt for geovitenskap og petroleum, Gunnar Vistnes og Laurentius Tijhuis, for all hjelp jeg fikk med laboratorieundersøkelsene til oppgaven.

Utover dette ønsker jeg å takke venner og familie, som har bidratt med innspill til oppgaven. De største bidragene av denne typen har kommet fra Daniel Morton, Odd Andre Morken og Anne-Lise Næs Olsen. Andre jeg ønsker å navngi er Torstein Lund Eik, Audun Matias Øvstebø og Per-Inge Olsen.

Trondheim, 11.06.2018

Ole-Jakob Olsen

Innholdsfortegnelse

Sammendrag	iii
Abstract (in english)	v
Forord.....	vii
Innholdsfortegnelse	ix
Figurliste	xii
Tabelliste	xv
Forkortelser	xvii
1. Innledning	1
2. Bakgrunn.....	5
2.1. Tømmernestunnelen	5
2.1.1. Grunnleggende informasjon	5
2.1.2. Dagens krav til tunnelen	8
2.1.3. Krav til geologiske forundersøkelser	12
2.1.4. Tidligere ingeniørgeologiske rapporter	13
2.1.5. Renovasjonsarbeider 2017-2018.....	17
2.2. Områdets geologi	19
2.2.1. Geologisk oversikt.....	19
2.2.2. Tysfjordgranitten	21
2.2.3. Foliasjon	22
2.2.4. Eksfoliasjon	22
2.3. Bergmekaniske egenskaper	23
2.3.1. In-situ spenning	23
2.3.2. Materialeegenskaper.....	27
2.3.3. Kobbelv: Bergslag og kjøldannelse	28
3. Feltundersøkelser	31
3.1. Teori og metode	31
3.1.1. Detaljoppsprekking.....	31
3.1.2. Svakhetssoner	36
3.1.3. Bergmasseklassifisering.....	38
3.1.4. Kartleggingsmetodikk	40
3.2. Resultater fra feltarbeidene.....	42
3.2.1. Innsamlede data	43
3.2.2. Bergart	43
3.2.3. Lokalitetsbeskrivelser.....	43
3.2.4. Sprekkekartlegging i dagen	70
3.2.5. Kartlegging i Tømmernestunnelen	77

3.2.6. Sprekkes egenskaper	79
3.2.7. Svakhetssoner	85
3.2.8. Bergmasseklassifikasjon.....	89
3.2.9. Geologisk tolkningskart og tolket geologisk lengdesnitt av Tømmernestunnelen.....	90
3.2.10. Anslått sikringsbehov etter Q-metoden	92
4. Laboratorieundersøkelser	95
4.1. Teori	95
4.1.1. Enaksial trykkstyrke og «crack initiation»	95
4.1.2. E-modul	97
4.1.3. Poissons forholdstall.....	99
4.1.4. Basis friksjonsvinkel.....	100
4.1.5. Strekkstyrke	100
4.1.6. Lydhastighet og tetthet	102
4.2. Metode.....	103
4.2.1. Enaksial trykkforsøk.....	103
4.2.2. Tilttest.....	103
4.2.3. Brasiltest	104
4.3. Resultater.....	105
4.3.1. Enaksial trykkforsøk.....	105
4.3.2. Tilttest.....	110
4.3.3. Brasiltest	110
4.3.4. XRD-analyse	111
5. Numerisk modellering.....	113
5.1.1. Diskontinuerlig modell, Unwedge	113
5.1.2. Kontinuerlig modell, RS2	113
5.2. Teoretisk grunnlag for analysene	114
5.2.1. Stabilitetsbetraktninger	114
5.2.2. Materialmodeller	117
5.3. Modellering i Unwedge.....	119
5.3.1. Modellenes oppbygging.....	119
5.3.2. Resultater	121
5.4. Modellering i RS2	124
5.4.1. Modellenes oppbygging.....	124
5.4.2. Parameterstudier	129
5.4.3. Resultater.....	131
6. Diskusjon.....	139
6.1. Stabilitetsbetraktninger.....	139
6.2. Vurdering av sikring.....	141
6.3. Feltkartlegging	143

6.3.1. Sprekkekartlegging	143
6.3.2. Tolket geologisk snitt og svakhetssoner	145
6.3.3. Fuktproblemer	145
6.3.4. Vurdering av gammel ingeniørgeologisk kartlegging	147
6.3.5. Svakheter med egen kartlegging	147
6.4. Bergmekaniske egenskaper	148
7. Konklusjon	151
8. Videre arbeid	153
Referanser	155
Vedlegg	i

Vedlegg A - Tunneltrase, tegning fra Implenia

Vedlegg B - Kontinuerlige registreringspunkter i Nordland Fylke

Vedlegg C - Tunnelprofiler

Vedlegg D - Bergsikring fra Q-systemet

Vedlegg E - Gammel kartlegging Tømmerneset

Vedlegg F - Boltekart, første 215 bolter satt av Implenia

Vedlegg G - Boltekart, totalt 679 bolter satt av Implenia

Vedlegg H - Plassert PE-skum, Implenia

Vedlegg I - Ruhet for Q-systemet

Vedlegg J - Ruhetsprofiler for bestemmelse av JRC

Vedlegg K - Diagram for bestemmelse av JCS

Vedlegg L - Diagram for bestemmelse av GSI

Vedlegg M - GPS-koordinater og posisjoner

Vedlegg N - Sprekkemålinger i dagen

Vedlegg O - Sprekkekartlegging i Tømmernestunnelen

Vedlegg P - Mineralsammensetning fra XRD-analyser

Vedlegg Q - Kildebergart fra mineralsammensetning

Vedlegg R - Resultater fra tilt-testing

Vedlegg S - Datablad for nye bolter satt av Implenia

Figurliste

FIGUR 1.1.....	1
FIGUR 2.1.....	6
FIGUR 2.2.....	6
FIGUR 2.3.....	10
FIGUR 2.4.....	14
FIGUR 2.5.....	15
FIGUR 2.6.....	16
FIGUR 2.7.....	17
FIGUR 2.8.....	19
FIGUR 2.9.....	21
FIGUR 2.10.....	24
FIGUR 2.11.....	26
FIGUR 2.12.....	30
FIGUR 2.13.....	30
FIGUR 2.14.....	30
FIGUR 3.1.....	32
FIGUR 3.2.....	33
FIGUR 3.3.....	35
FIGUR 3.4.....	35
FIGUR 3.5.....	37
FIGUR 3.6.....	38
FIGUR 3.7.....	41
FIGUR 3.8.....	42
FIGUR 3.9.....	44
FIGUR 3.10.....	45
FIGUR 3.11.....	47
FIGUR 3.12.....	47
FIGUR 3.13.....	52
FIGUR 3.14.....	52
FIGUR 3.15.....	53
FIGUR 3.16.....	54
FIGUR 3.17.....	56
FIGUR 3.18.....	57
FIGUR 3.19.....	57
FIGUR 3.20.....	59
FIGUR 3.21.....	60
FIGUR 3.22.....	61
FIGUR 3.23.....	61
FIGUR 3.24.....	63

FIGUR 3.25.....	63
FIGUR 3.26.....	65
FIGUR 3.27.....	65
FIGUR 3.28.....	67
FIGUR 3.29.....	67
FIGUR 3.30.....	69
FIGUR 3.31.....	69
FIGUR 3.32.....	71
FIGUR 3.33.....	71
FIGUR 3.34.....	73
FIGUR 3.35.....	75
FIGUR 3.36.....	76
FIGUR 3.37.....	77
FIGUR 3.38.....	78
FIGUR 3.39.....	81
FIGUR 3.40.....	83
FIGUR 3.41.....	83
FIGUR 3.42.....	83
FIGUR 3.43.....	83
FIGUR 3.44.....	83
FIGUR 3.45.....	84
FIGUR 3.46.....	84
FIGUR 3.47.....	84
FIGUR 3.48.....	84
FIGUR 3.49.....	87
FIGUR 3.50.....	88
FIGUR 3.51.....	88
FIGUR 3.52.....	88
FIGUR 3.53.....	91
FIGUR 3.54.....	92
FIGUR 4.1.....	96
FIGUR 4.2.....	97
FIGUR 4.3.....	99
FIGUR 4.4.....	101
FIGUR 4.5.....	101
FIGUR 4.6.....	104
FIGUR 4.7.....	104
FIGUR 4.8.....	104
FIGUR 4.9.....	106
FIGUR 4.10.....	107

FIGUR 4.11.....	107
FIGUR 4.12.....	108
FIGUR 4.13.....	109
FIGUR 4.14.....	110
FIGUR 5.1.....	116
FIGUR 5.2.....	116
FIGUR 5.3.....	120
FIGUR 5.4.....	121
FIGUR 5.5.....	122
FIGUR 5.6.....	123
FIGUR 5.7.....	125
FIGUR 5.8.....	126
FIGUR 5.9.....	131
FIGUR 5.10.....	135
FIGUR 5.11.....	136
FIGUR 5.12.....	137
FIGUR 6.1.....	140
FIGUR 6.2.....	144
FIGUR 6.3.....	146

Tabelliste

TABELL 2.1	7
TABELL 2.2	11
TABELL 2.3	11
TABELL 2.4	11
TABELL 2.5	11
TABELL 2.6	13
TABELL 2.7	16
TABELL 2.8	19
TABELL 2.9	22
TABELL 2.10	26
TABELL 2.11	27
TABELL 3.1	44
TABELL 3.2	47
TABELL 3.3	47
TABELL 3.4	50
TABELL 3.5	51
TABELL 3.6	51
TABELL 3.7	53
TABELL 3.8	54
TABELL 3.9	56
TABELL 3.10	56
TABELL 3.11	58
TABELL 3.12	58
TABELL 3.13	60
TABELL 3.14	60
TABELL 3.15	62
TABELL 3.16	62
TABELL 3.17	66
TABELL 3.18	68
TABELL 3.19	73
TABELL 3.20	74
TABELL 3.21	82
TABELL 3.22	82
TABELL 3.23	86
TABELL 3.24	90
TABELL 3.25	93
TABELL 3.26	93
TABELL 4.1	95
TABELL 4.2	106

TABELL 4.3	108
TABELL 4.4	111
TABELL 5.1	120
TABELL 5.2	123
TABELL 5.3	126
TABELL 5.4	127
TABELL 5.5	127
TABELL 5.6	128
TABELL 5.7	129
TABELL 5.8	129
TABELL 5.9	130
TABELL 5.10	130
TABELL 5.11	133
TABELL 5.12	133
TABELL 5.13	134
TABELL 5.14	135

Forkortelser

NTNU – Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

NGU - Norges geologiske undersøkelse

E6 - Europaveg 6

ÅDT - Årlig døgntrafikk

N500 - Statens vegvesens håndbok N500: Vegtunneler

V520 - Statens vegvesens håndbok V520: Tunnelveiledning

V244 - Statens vegvesens håndbok V224: Fjellbolting

NGI - Norges Geotekniske institutt

PE-skum - Vannsikring av polyetylen

ESR - "Excavation support ratio" - Inngangsparameter til Q-systemet

RRS - Armerte sprøytebetongbuer

H2 - Dimensjoneringsklassen anslått for vegstrekningen ved Tømmernestunnelen

T9,5 - Tunnelprofilen som benyttes til numerisk modellering

HE – Hovedettersyn

BN – «Brønn notat» - viser til rapport fra Johansen (1988)

SINTEF - Stiftelsen for industriell og teknisk forskning

UCS - Enaksiell trykkstyrke

JRC - "Joint roughness coefficient" - Sprekkeruhetskoeffisient

JCS - "Joint compression strength" - Sprekkestyrke

ISRM - International Society of Rock Mechanics

RQD - Rock Quality Designation

SRF – “Stress reduction factor” – Bergspenningsfaktoren i Q-systemet

GSI - Ground Strength Index

Q - Q-verdi (bergmasseklassifisering)

ID - Identifikasjonsnummer

DIP - fall for sprekker

DIPDIP - fallretning for sprekker

SET - Sprekkesettet en sprekk tilhører

LSR - Lateral strain response - metode for å finne "crack initiation"-spenningen

XRD - Røntgendiffraksjonsanalyse

RS2 - "Rock and Soil 2-dimensional analysis program"

FEM - "Finite Element Method" - endelige elementers metode

2D - 2 dimensjoner

3D - 3 dimensjoner

FS - "Factor of Safety" - sikkerhetsfaktor

DISL - "Damage initiation and Spalling Limit" - metode benyttet i numerisk modellering

NB - Norsk Betongforening

IP - Spenningskonfigurasjon med største hovedspenning i modellplan

UP - Spenningskonfigurasjon med største hovedspenning vinkelrett på modellplan

HB parameter - Inngangsparameter til Hoek-Brown-kriteriet

P1 - Profil 1 brukt i numerisk modellering

P2 - Profil 2 brukt i numerisk modellering

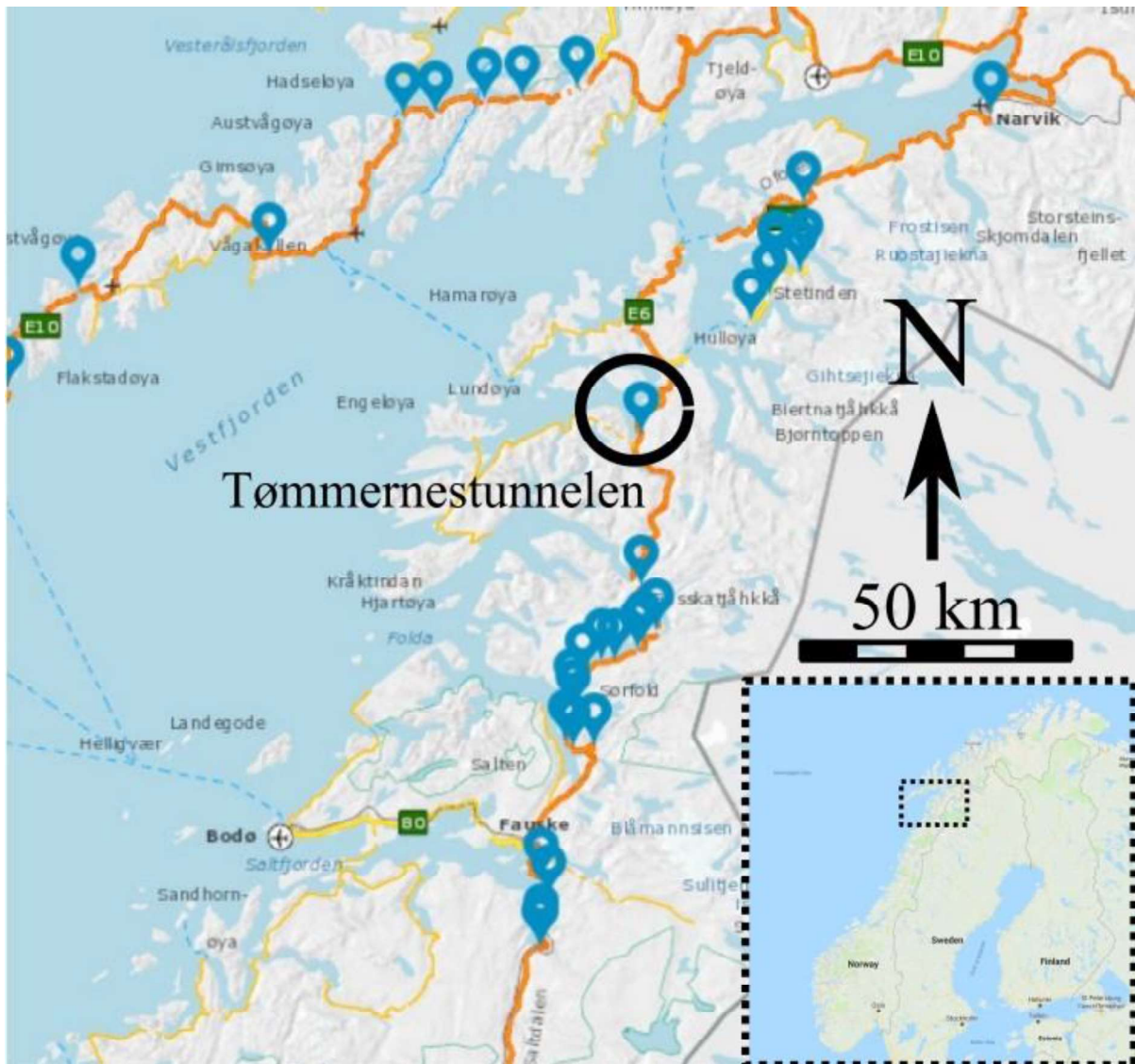
EA - "End anchored" - endeforankret bolt

FB - "Fully bonded" - fullt innstøpt bolt

SRF - sprøytebetong

1. Innledning

Flere norske tunneler har utdatert sikkerhetsutstyr, og er under oppgradering, eller planlegges oppgradert. Den omtrent 30 år gamle Tømmernestunnelen er en av disse tunnelene. Den befinner seg i Hamarøy kommune i Nordland fylke, og er under oppgradering i perioden mai 2017 – vår 2018 (Statens vegvesen, 2017b). Under renovasjonen av Tømmernestunnelen, er tunnelen stengt, og trafikk omdirigeres. Det har åpnet en mulighet til å utføre detaljert kartlegging av forholdene i tunnelen, slik at man kan trekke erfaringer som kan brukes i andre nye tunnelprosjekter. Under renovasjonen oppgraderes også bergsikringen.



Figur 1.1 – Blå markører viser tunneler som oppgraderes i regionen i nærheten av Tømmernestunnelen (Statens vegvesen, 2018b). Oversiktskartet i høyre hjørne er fra www.google.com [hentet 02.06.2018].

Kapittel 1. Innledning

Figur 1.1 viser plasseringen av tunnelen, sammen med noen av de omtrent 50 andre tunnelene som skal oppgraderes i regionen (Statens vegvesen, 2018b). Som figuren viser er det flere andre tunneler som skal oppgraderes, hvor erfaringer fra Tømmernestunnelen kan komme godt med. Blant disse er det budsjettert 8,5 milliarder til oppgradering av vegstrekningen langs E6 mellom Megården og Mørviksbotn, i området som kalles Sørfold. Dette området befinner seg omtrent 50 km sør for Tømmernestunnelen. Vegstrekningen som oppgraderes i Sørfold er 53 km lang, og det er 16 tunneler på strekningen. Mange av tunnelene er for smale for at store kjøretøy kan møtes. Derfor skal vegen utvides, og det skal også bygges flere nye tunneler. Tunnelene oppgraderes som en del av nasjonal transportplan (NTP) for 2018-2029. I NTP for Nordland er det budsjettert over 26,7 milliarder 2017-kroner til prosjekter (Statens vegvesen, 2017a; Regjeringen.no, 2017).

Det overordnede målet med denne oppgaven er å anslå sikringsbehovet i tunnelen basert på moderne metoder, og sammenligne resultatene med den eksisterende sikringen i tunnelen. Oppgaven er en videreføring av en prosjektrapport av samme student (Olsen, 2017). I den rapporten ble det utført et litteraturstudium for å samle informasjon om tunnelen. Grunnlagsmateriale som ble gjennomgått var bl.a. 6 ingeniørgeologiske rapporter som direkte omtaler forholdene i og omkring Tømmernestunnelen, se kapittel 2.1.4. I tillegg er det hentet informasjon fra håndbøkene til Statens vegvesen, GIS-tjenester og rapporter fra NGU (Norges Geologiske Undersøkelse) og diverse faglitteratur, se kapittel 2.

I prosjektrapporten fra Olsen (2017), ble det også presentert resultater fra feltkartlegging i området rundt, og i Tømmernestunnelen. Kartleggingen hadde fokus på terreng, bergart, sprekker og sprekkeegenskaper, svakhetssoner og prøvetaking. Resultater fra kartleggingen ble presentert i prosjektrapporten fra Olsen, og videreføres i denne oppgaven med blant annet tolking av sprekkesett, svakhetssoners forløp og bergmasseklassifisering. Tolking av sprekkesett utføres ved hjelp av analyser i programvaren DIPS, fra RocScience (2018c). Sprekkesetters ruhetsegenskaper, sprekkestyrke, forvitningsgrad og sprekkefyll anslås etter feltarbeidet, og benyttes som inngangsparametere til anslag av sprekkes skjærstyrke, og bergmasseklassifisering etter Q-systemet, se kapittel 3. Basert på bergmasseklassifiseringene anslås bergsikringsbehovet i tunnelen, som i diskusjonen sammenlignes med de eksisterende forholdene i tunnelen som ble funnet under litteraturstudiet.

Sikringen i tunnelen vurderes videre på basis av modellering i tunnelen. Som inngangsparametere var det nødvendig å anslå bl.a. styrke- og elastisitetsegenskaper for bergarten. Dette ble gjort ved hjelp av laboratorieundersøkelser, hvor aktuell teori, metode og

resultater er presentert i kapittel 4. For modellering benyttes det to typer modeller, en blokkmodell som er innebygget i programvaren Unwedge (RocScience, 2018e). I tillegg utføres analyser med endelige elementers metode ved hjelp av programvaren RS2 (RocScience, 2018a). Detaljer om modelleringen finnes i kapittel 5.

Noen av kapitlene i denne oppgaven er bearbejdede versjoner hvor en opprinnelig versjon kom fra prosjektrapporten av Olsen (2017). Dette gjelder kun for små deler av kapittel 2 og 3. Informasjon er bare tatt med fra prosjektrapporten i tilfeller hvor informasjonen bearbejdes videre, eller er nødvendig som bakgrunn for analysen som utføres i denne oppgaven.

2. Bakgrunn

I dette kapittelet samles aktuell informasjon om Tømmernestunnelen, området rundt, og andre tunneler i området. Målet med kapittelet er å gi en oversikt over geologien og tilstanden til sikringen i tunnelen. Først gis det et sammendrag av grunnleggende informasjon fra ingeniørgeologiske rapporter og grunnlagsdata, som kart og flyfoto. I tillegg til de gamle rapportene som ble utarbeidet når Tømmernestunnelen ble drevet, foreligger det nye boltekart, oversikt over den nyetablerte vannsikringen, og noe muntlig informasjon vedrørende stabilitetssituasjonen i tunnelen. Dette er dokumentert etter renovasjonsarbeidet utført av Implenia i 2017. Det samles også informasjon om hvilke krav som stilles til slike tunneler, for å gi et bilde av hvordan tilstanden er i tunnelen i forhold til kravene. Med hensyn på krav til tunnelen, ligger fokus på vann-, frost- og stabilitetssikring.

Videre presenteres en oversikt over områdets geologi. Denne gis på grunnlag av NGU-rapporter, og annen litteratur. Det gis også et bilde av hvilke bergmekaniske egenskaper som forventes å finne i området, inkludert spennings-, stivhets-, og styrkeparametere. Disse er målt på grunn av stabilitetsproblemer i andre tunneler i regionen, hvor man kan forvente lignende geologiske forhold.

2.1. Tømmernestunnelen

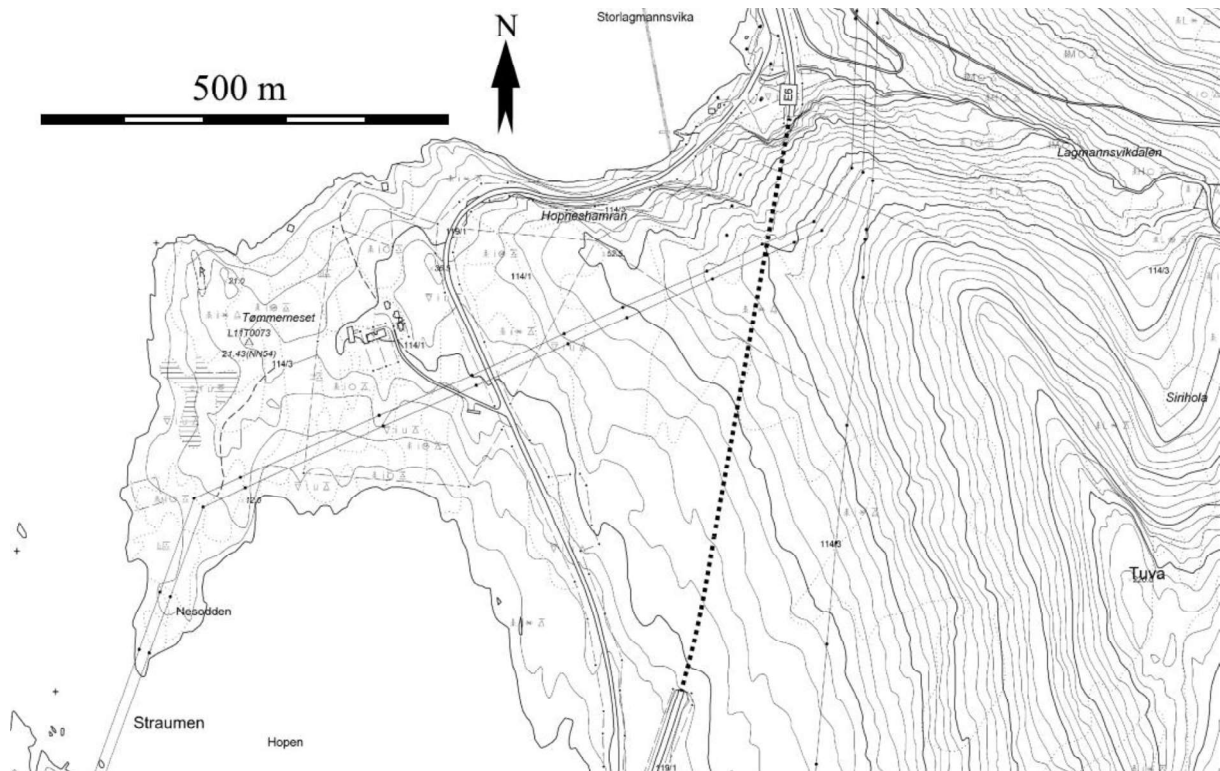
2.1.1. Grunnleggende informasjon

Tømmernestunnelen ble åpnet i 1988. Den er 722 meter lang og har et tverrsnitt på 57 m² (Nikolaisen, 2017). Figur 1.1 viser regional plassering av tunnelen (Kartverket, 2018b). Den befinner seg i Hamarøy kommune i Nordland fylke. Tunnelen er en del av vegstrekningen som knytter sammen Fauske og Narvik, europaveg 6 (E6). Vegen er den eneste vegforbindelsen gjennom området med retning nord-sør, og må ses å ha stor regional betydning som transportåre mellom Nord- og Midt-Norge.

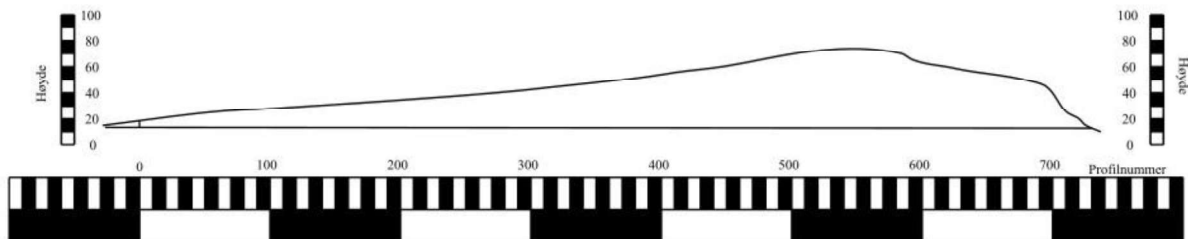
Figur 2.1 viser et topografisk kart over tunnelen (Kartverket, 2018a). Figuren er modifisert med tunneltrase fra tegninger som er mottatt fra Rem (2018), se Vedlegg A. Kartet gir informasjon om terrenget rundt tunnelen, høyde på portalene, og bergoverdekning. Det viser også gamlevegen som går rundt Hopneshamran i en skarp kurve. Denne brukes som omkjøringsveg under renovasjonen av tunnelen. Terrenget er relativt flatt, og skråner mot sørvest over det meste av tunnelen. Unntaket er den nordligste fjerdedelen av tunnelens lengde. Her er terrenget over tunnelen brattere, skråner mot nord, og er preget av flere markerte depresjoner i terrenget.

Kapittel 2. Bakgrunn

Fra figuren ser man også at høyde for vegbanen ligger mellom 10 og 15 meter både i portal sør, og nord. Høyeste punkt i terrenget over tunnelen er ca. 75 meter, noe som gir en maksimal bergoverdekning på omtrent 60 meter. Bergoverdekningen vises i figur 2.2. Denne viser et lengdesnitt av tunnelen basert på det topografiske kartet i figur 2.1. Største bergoverdekning omtrent på profilnummer 550. Portal sør (venstre side i figuren) har lav overdekning, som stiger jevnt frem til profil 550. Nord for profil 550 går overdekningen jevnt nedover igjen, frem til profil 700. Derfra er det en bratt skråning ned til portal nord (høyre side i figuren).



Figur 2.1 – Viser topografisk kart over Tømmernestunnelen (stiplet linje). Tunneltraseen er påtegnet av forfatteren fra Vedlegg A. Bakgrunnskart er fra Kartverket (2018a). Høydekotene på kartet er 5m.



Figur 2.2 – Lengdeprofil av tunnelen. Profilet er laget ved å måle avstand mellom høydekoter langs tunneltraséen som er vist i figur 2.1. Punkter er plottet langs to akser, x- og y-. Avstand mellom høydekotene er summert fra sør til nord på x-akse, og høyde på kotene er på y-akse. Deretter er aksene plottet mot hverandre i målestokk 1:1. Tunnelen er tegnet inn som en rett linje som faller svakt mot nord. Profilnummer viser til avstand langs tunneltrase til portal sør.

Trafikkmengden gjennom tunnelen kan kvantifiseres som årlig døgntrafikk (ÅDT). Definisjonen av ÅDT er gjennomsnittlig antall kjøretøy som passerer strekningen pr dag gjennom hele året (Andersen og Sveen, 2012). Verdien er fastsatt fra målinger i såkalte kontinuerlige registreringspunkter. Dette er stasjoner som daglig måler trafikkmengden forbi stasjonen. Målingene brukes til å beregne gjennomsnittsverdier for månedlig- og årlig døgntrafikk. Vedlegg B viser et kart med sted og navn for kontinuerlige registreringspunkter i Nordland fylke (Statens vegvesen, 2018d). Data fra stasjonene er tilgjengelig fra Statens vegvesen (2018c). Tabell 2.1 viser ÅDT for registreringspunktene. Stasjonene viser målinger mellom 1092 ÅDT ved Sørenva og 22532 ÅDT på Jensvoll. Det er stor forskjell i målinger avhengig av hvor målestasjonen befinner seg. I nærheten av byer og tettsteder går trafikken opp, eksempelvis på Jensvoll og Hopen som ligger langs hovedvegen til Bodø sentrum. Lenger bort fra byer og tettsteder er trafikken lavere. Dette ser man på målestasjonene Sørenva og Kalvik. Vegstrekningen ved Tømmernestunnelen antas å ligge i det lavere sjiktet av trafikkmengde da det relativt sett er lite bebyggelse i området. Registreringspunktet Kalvik bør være ganske representativt for trafikken gjennom Tømmernestunnelen da den ligger på samme vegstrekning mellom byer og store tettsteder. Disse vurderingene ligger til grunn for kommentarene om relevansen til de ulike målestasjonene i tabell 2.1.

Vegkartet til Statens vegvesen (2018c) kan gi mer detaljert informasjon om ÅDT for kortere vegstrekninger. Kartverktøyet *trafikkmengde* viser anslåtte verdier for ÅDT for strekningene mellom alle vegkryss, byer og bygder. Den ca. 9 km lange strekningen mellom Tømmerneset og Innhavet anslås å ha en ÅDT på 1000. Verdien sammenfaller bra med vurderingene i forrige avsnitt.

Tabell 2.1 – Årlig døgntrafikk ved registreringspunkter i Nordland fylke (Statens vegvesen, 2018c).

Registreringspunkt	ÅDT	Kommentar
Fauske N	4046	
Kalvik	1363	Mest relevant
Storeidet	8158	Ikke relevant
Hopen	9356	Ikke relevant. Innfartsåre til Bodø sentrum
Jensvoll	22532	Ikke relevant. Innfartsåre til Bodø sentrum
Søvik	1481	
Alsgaard	2232	
Røssvoll	2672	
Sørenva	1092	Relevant

2.1.2. Dagens krav til tunnelen

Dette delkapittelet tar for seg de krav som stilles til tunnelens utforming, sikring og geologiske undersøkelser. Relevante krav og anbefalinger finnes i Statens vegvesen (2016a) sin *håndbok N500*. Håndboken stiller også andre krav utover de som omtales her. Eksempelvis stilles det krav til sikkerhetstiltak og -utstyr, skilt og signaler, drenering, linjeføring og så videre. Kravene som gjelder for veg som ikke er spesifikke for tunneler omtales i andre håndbøker tilgjengelig fra Statens vegvesen (2018a).

Med krav til utforming er det tunnelprofilen som er av interesse for denne oppgaven. Tunnelprofilen benyttes til modellering i kapittel 4.3.4. Det stilles krav om ulike størrelser basert på dimensjoneringsklasser, som igjen er fastsatt av vegtype, ÅDT og fartsgrense. Tabell 2.2 (side 11) viser hvilke profiler som skal brukes (Statens vegvesen, 2016a). Forutsatt ÅDT på 1000 og fartsgrense på 80 (Statens vegvesen, 2018c) plasseres vegen i dimensjoneringsklasse H2, hvor det kreves tunnelprofil T9,5. Det spesifiseres av Statens vegvesen (2016a) at dersom ÅDT er lavere enn 1500 kan profil T8,5 brukes i stedet for profil T9,5. Tømmernestunnelens tverrsnittsareal er 57 m² (Nikolaisen, 2017). Basert kun på areal innebærer dette at tunnelen har tunnelprofil med størrelse mellom T9,5 og T10,5 (se tabell 2.4). Informasjon om geometriske mål, areal og buelengde for de tre aktuelle tunnelprofilene T8,5, T9,5 og T10,5 er gjengitt fra *håndbok N500* i tabell 2.3 og tabell 2.4. Figurene i Vedlegg C viser hvordan å tegne tverrsnittene på grunnlag av de geometriske målene fra tabell 2.3.

Når det gjelder vann- og frostsikring, stilles det krav fra Statens vegvesen (2016a) om at det ikke skal være vann og is i tunnelen. Videre beskrives utførelse av sikringen basert på tunnelens lengde, tunnelklasse, og dimensjonerende frostmengde med enhet *timegrader* (h°C). Tunneler som har ÅDT mellom 300 og 4000 plasseres i tunnelklasse B. Siden den er lenger enn 500 meter skal frostinntrengningen vurderes spesielt. Håndbok N200 (Statens vegvesen, 2014a) gir frostmengder og tilhørende korreksjonsverdier for alle kommuner i landet. Verdiene for Hamarøy kommune er vist i tabell 2.5. Frostmengdene $F_2 - F_{100}$ definerer frostmengden som statistisk sett overskrides en gang i løpet antall år vist i indeksen. For eksempel overskrides frostmengden $F_2 = 4000$ h°C statistisk sett en gang i løpet av en periode på to år. Korreksjonsfaktorene gir informasjon om hvor stor variasjon det er i frostmengde innad i kommunen. Etter *håndbok N500* (Statens vegvesen, 2016a) skal det, for tunnelklasse B, og med $F_{10} > 8000$ h°C, benyttes hvelv av sprøytbetong som vann- og frostsikring, med PE-skum (polyetylen) som hovedløsning. For frostmengde 8000-10000 h°C er minimum tykkelse på PE-skummet 45 mm.

Utførelsen av vann- og frostsikringen er beskrevet i detalj i Statens vegvesen (2016b) sin *håndbok V520*, som oppsummeres i det følgende. Det etableres et hvelv av PE-skum med nettarmering på utsiden. Bolter monteres med avstand avhengig av om PE-skummet etableres med eller uten overlapp. Avstanden mellom boltene skal i disse tilfellene være henholdsvis 1,2 og 1,375 m. På boltene monteres en såkalt *kråkefot* som holder det hele på plass. Figur 2.3 viser et slikt hvelv av PE-skum. Dette sprøytes inn i minimum 85 mm sprøytebetong, som fungerer som brannsikring.

Krav til stabilitetssikring av berget er gitt i Statens vegvesen (2016a). Q-metoden skal benyttes til å bestemme hvilken sikring som skal brukes. Metoden ble utviklet av Barton, Lien og Lunde (1974) ved NGI (Norges geotekniske institutt). Opprinnelig ble erfaringer fra omtrent 200 tunneler og bergrom brukt til å fastsette sikringsbehov som funksjon av Q-verdi. Selve Q-verdien bestemmes av egenskaper ved bergmassen, mer om dette i kapittel 3.1.3. Q-verdien kan fastsettes eller anslås med ulike metoder, eksempelvis kartlegging i felt eller tunnel, eller ved andre undersøkelsesmetoder. Siden metoden ble introdusert i 1974, har den blitt oppdatert med anbefalt sikring på grunnlag av erfaringsdata fra omtrent 2000 tunneler og bergrom (Grimstad og Barton, 1993; Grimstad *et al.*, 2002). Erfaringsdataene kommer hovedsakelig fra Norge, men også fra Sveits og India. En oppdatert veileder for bruk av Q-systemet har blitt laget av NGI (2015).

Anbefalt sikring som følger av Q-systemet er vist i Vedlegg D. Verdien på x-aksen er gitt fra Q-verdi, som er relatert til bergmassekvalitet. Verdien på y-akse fastsettes på grunnlag av tunnelens spennvidde eller høyde, og «excavation support ratio» (ESR – forklaring under). Dersom man bestemmer spennvidde som største bredde i tunnelen, og høyde som høyeste punkt, kan man beregne spennvidde og høyde fra de geometriske målene i tabell 2.3. Det gjøres ved hjelp av ligning (1) og (2). Beregnede verdier for spennvidde og høyde er lagt til som kolonner bakerst i tabellen. For alle tre profilene er spennvidden større enn høyden, og det blir mer konservativt å benytte spennvidde enn høyde. Spennvidden er omtrent 10 m for T8,5 og T9,5. Den er ca. 11 m for profil T10,5. Forfatteren velger å anta at virkelig spennvidde i tunnelen er 10,5 m, midtpunktet mellom spennvidden for T9,5 og T10,5.

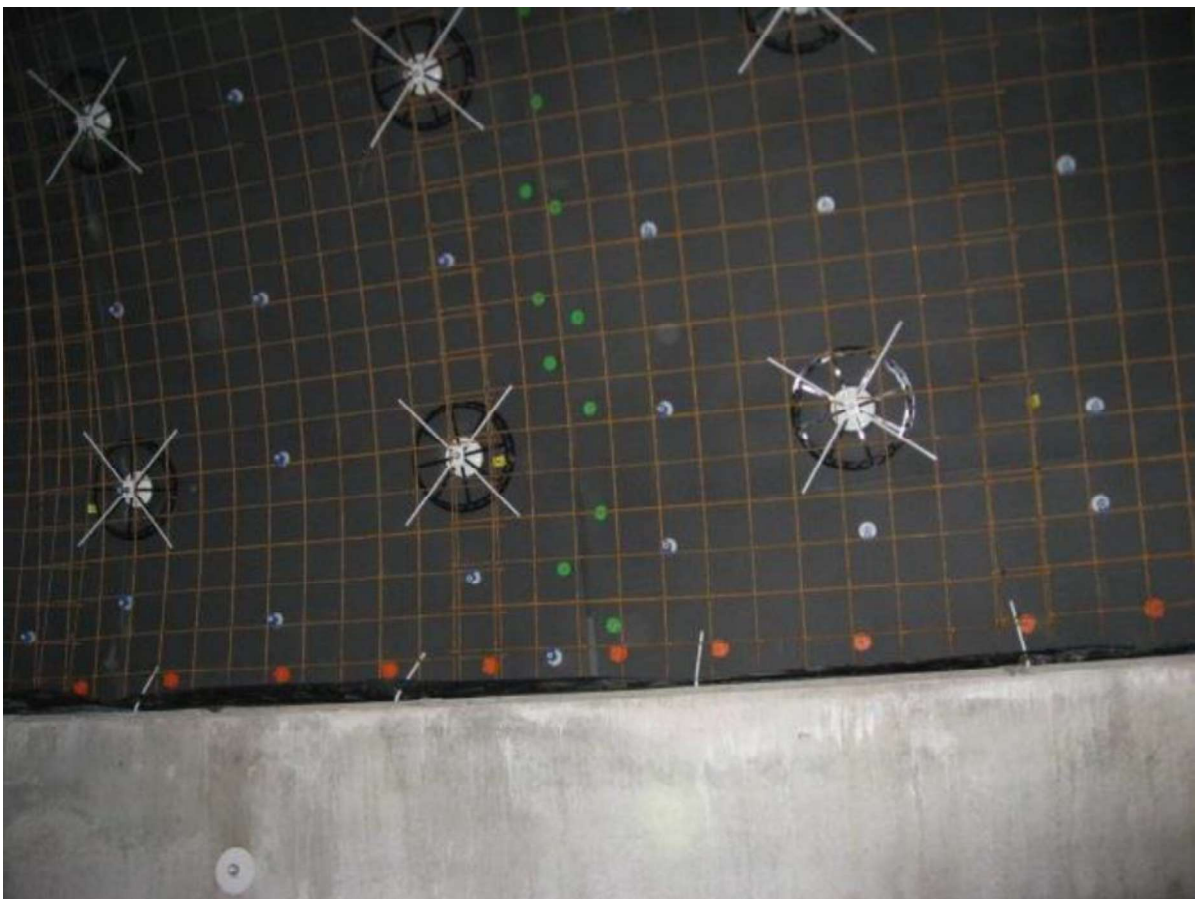
$$\text{Spennvidde} = X + 2 \cdot R_v \quad (1)$$

$$\text{Høyde} = Y_h + R_h \quad (2)$$

Kapittel 2. Bakgrunn

ESR er en inngangsparameter til Q-metoden som definerer sikkerhetskrav til tunnelen. NGI (2015) anbefaler å bruke ESR i intervallet 0,5 til 5. De laveste verdiene representerer anlegg som krever høy sikkerhet, eksempelvis underjordiske togstasjoner. Høyere verdier kan brukes for anlegg som ikke krever stor sikkerhet. Eksempelet som vises til er midlertidige gruveåpninger. For større vegtunneler, slik som Tømmernestunnelen, anbefales det å bruke ESR lik 1.

På basis av spennvidde og ESR, gir Q-systemet (Vedlegg D) anbefalt boltelengde på ca. 3 meter. Dersom man gjør et anslag for bergmassekvalitet, gir figuren også anbefalt bolteavstand, og forventet behov for sprøytebetong og armert sprøytebetong. Gjennomsnittlig bolteavstand leses av under og over farget område. Tykkelse og kvalitet på sprøytebetong leses av langs skrå linjer inne i farget område. For bergmassekvalitet E, F og G kan man også lese av hvor ofte det anbefales armerte sprøytebetongbuer (RRS) langs vertikale akser. Anslag for bergmassekvalitet gjøres i kapittel 3.2.8.



Figur 2.3 - Hvelv av PE-skum med nettarmoring og kråkefot, før innstøping (Statens vegvesen, 2016b)

Tabell 2.2 - Tunnelprofiler for gitte dimensjoneringsklasser, fra håndbok N500. * indikerer spesielle forutsetninger for valg av tunnelprofil. Mer informasjon kan hentes fra N500 (Statens vegvesen, 2016a).

Dimensjoneringsklasse	ÅDT	Fartsgrense	Tunnelprofil
H1	< 12 000	60	T9,5*
H2	< 4 000	80	T9,5
H3	< 4 000	90	T9,5
H4	4 000 – 6 000	80	T10,5
H5	6 000 – 12 000	90	*
H6	> 12 000	60	2 x T9,5
H7	> 12 000	80	2 x T9,5
Motorveg	< 12 000	110	2 x T10,5*
Hø1	> 1 500	80	T8,5
Hø2	1 500 – 4 000	80	T9,5

Tabell 2.3 – Geometriske mål for utvalgte tunnelprofiler. Modifisert fra håndbok N500 (Statens vegvesen, 2016a). De to siste kolonnene er lagt til tabellen av forfatteren, beregnet fra ligning (1) og (2). Alle mål har enhet meter.

Profil	B _t	B _k	Y _v	R _v	X	Y _h	R _h	Spennvidde	Høyde
T8,5	8,5	6,5	1,77	4,79	0,402	1,981	4,500	9,982	6,481
T9,5	9,5	7,0	1,57	4,79	0,450	1,213	5,212	10,03	6,425
T10,5	10,5	8,0	1,57	4,79	1,450	0,664	5,950	11,03	6,614

Tabell 2.4 – Viser areal og buelengde for teoretisk sprengnings- og normalprofil for utvalgte tunnelprofiler. Tabellen er hentet fra håndbok N500 og modifisert (Statens vegvesen, 2016a).

Tunnelprofil	Teoretisk sprengningsprofil		Normalprofil	
	Areal [m ²]	Buelengde [m]	Areal [m ²]	Buelengde [m]
T8,5	61,92	20,56	49,66	17,99
T9,5	66,62	21,04	53,61	18,46
T10,5	74,59	22,13	60,64	19,55

Tabell 2.5 – Frostmengder for Hamarøy kommune. Tabell modifisert fra Statens vegvesen (2014a).

Kommune	Årsmiddeltemperatur	Frostmengder, h°C				Korreksjonsfaktorer	
		F ₂	F ₅	F ₁₀	F ₁₀₀	Min	Maks
Hamarøy	4,3°C	4000	7000	9000	15000	0.82	2.55

2.1.3. Krav til geologiske forundersøkelser

Håndbok N500 (Statens vegvesen, 2016a) stiller krav til geologiske forundersøkelser for nye tunnelanlegg. Kravene som stilles til undersøkelser og rapportering er forskjellige for de ulike planfasene. Fasene som omtales er *tidlig planfase*, *kommunedelplan* og/eller *fylkesdelplan*, og *reguleringsplan*. Kravene til forundersøkelser i reguleringsplanen er strengere enn de som stilles tidligere i prosjektet. For å gi en bedre oversikt over kravene, gjengis disse som sitat fra side 81 og 82 i *håndbok N500* (Statens vegvesen, 2016a) under:

«*Geologisk rapport til reguleringsplan skal inndeles i en faktadel og en tolkningsdel:*

Del 1: Faktadelen i rapport for reguleringsplan skal inneholde:

- *Oversiktskart med tunneltrasé(er), profilnummer*
- *Geologisk kart og profil av traseen (målestokk 1:1000 i A3). Alle registreringer skal presenteres på kart og profil sammen med tunneltraseen. Kart skal vise geologiske observasjoner: bart berg/løsmasser, bergarter/bergartsgrenser, svakhetssoner, sprekker/foliasjon, alle typer boringer, ev. seismiske undersøkelser og ev. øvrige undersøkelser*
- *Geologisk kart, lengde- og tverrprofiler av forskjæring og påhuggsområdene og andre kritiske områder (målestokk 1:500 - 1:1000 i A3)*
- *Geologiske profiler skal presenteres med høyde/lengde 1:1*
- *Beskrivelse av bergarter, foliasjon, strukturer og andre geologiske observasjoner*
- *Analyse av sprekketetthet og sprekkeorientering. Sprekkerose og stereoplott*
- *Resultater fra utførte undersøkelser:*
 - *Grunnboringer (bergkontroll, totalsondering, annen sondering)*
 - *Kjerneboringer*
 - *Geofysiske undersøkelser*
 - *Kvalitetsanalyser av steinmaterialer*
- *Spesielle lokale hensyn*
- *Oppsummering/ konklusjon*
- *Referanseliste over alle rapporter og annet som rapporten bygger på.*

Del 2: Tolkningsdelen i rapport til reguleringsplan bør inneholde:

- *Tolkninger av de geologiske forholdene langs tunneltraseen: bergartsgrenser, bruddstrukturer og svakhetssoner og mulig lokalisering i tunnelnivå*
- *Usikkerhet mht. bergoverdekning og påhugg*
- *Bergmasseklassifisering (Q-verdier) fra feltkartlegging og estimert i tunnelnivå presentert langs trasé, med sikringsestimert iht. tabell 6.1*
- *Løsmasser og geotekniske forhold. Konsekvenser for skredfare, setninger og miljø*
- *Hydrogeologiske forhold, eventuelle brønner og vannmagasiner*
- *Sannsynligheten for å påtreffe vann som kan skape driveproblemer*
- *Anbefalt maksimal innlekkasje for å unngå skadelig poretrykksenkning*
- *Antatt omfang av injeksjonsarbeider*
- *Påpekning av eventuelle forhold som kan ha betydning for boring og sprengning (boreavvik, ladevansker o.a.)*
- *Sannsynlighet for å påtreffe høye/lave bergspenninger*
- *Påpekning av usikkerheter eller spesielle risikoer. (Statens vegvesen, 2016a, s. s. 81-82)»*

Som det fremkommer av sitatet stilles det krav om at det rapporteres i to deler, en faktadel og en tolkningsdel. Faktadelen rapporteres på bakgrunn av *grunnlagsmateriale* (eksempelvis kart og gamle rapporter) og faktiske observasjoner. Tolkningsdelen består av en kvalifisert vurdering av avledede geologiske egenskaper som ikke er direkte observert, slik som bergartsgrenser, bergmasseklassifisering, osv. I tillegg gir *håndbok V520* utfyllende krav (Statens vegvesen, 2016b).

2.1.4. Tidligere ingeniørgeologiske rapporter

Siden tunnelen ble bygget har det blitt utarbeidet flere rapporter og notater som gjennomgås. Kai Olav Simonsen i Statens vegvesen oversendte dokumentasjon den 15.11.2017. Seks relevante ingeniørgeologiske rapporter er gjennomgått, se tabell 2.6. To av disse omtaler forundersøkelser før tunnelen ble bygget. Ett notat omtaler problemer med en brønn som gikk tom nedstrøms for tunnelen etter driving. De tre siste rapportene er etter hovedettersyn utført i 2007, 2014 (rapport fra 2015) og 2017 av henholdsvis Statens vegvesen, Norconsult og Sweco. I tillegg er det mottatt to geotekniske rapporter som omtaler stabiliteten i fyllinger i området.

Tabell 2.6 - Ingeniørgeologiske rapporter og notater som omtaler tømmernestunnelen

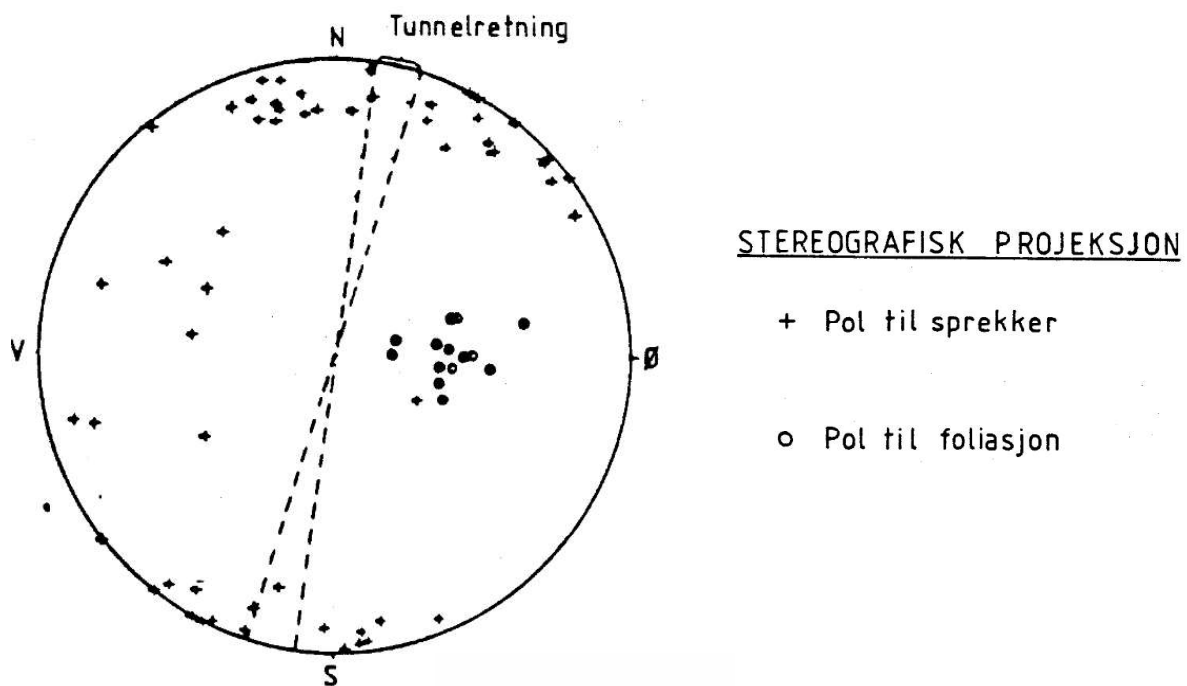
År	Hva	Firma	Referanse
1979	Geologiske undersøkelser	SVV, Noteby	(Høygaard og Grimstand, 1979)
1986	Geologiske undersøkelser	SVV	(Sivertsen, 1986)
1988	Notat vanntilsig brønn	SVV	(Johansen, 1988)
2007	Hovedettersyn	SVV	(Aal, 2007)
2015	Hovedettersyn	Norconsult	(Loftesnes og Tyssekvam, 2015)
2017	Hovedettersyn	Sweco	(Nikolaisen, 2017)

De innledende geologiske undersøkelsene ble utført av Høygaard og Grimstand (1979). De omtalte tre prioriterte vegstrekninger mellom Bonnåsjøen og Innhavet, hvor vegen skulle utbedres. Grunnen til at det var ønsket å bygge ny veg rundt Tømmerneset, var en uoversiktlig kurve rundt Hopneshamran (se figur 2.1). Alternativer for utbedring var skjæring eller tunnel. Rapporten omtalte grovt de geologiske forholdene, foliasjon, oppsprekking og svakhetssoner. Den antyder hvor påhugg skulle plasseres og hvilken sikring som skulle være nødvendig (utstøpning ifm. svakhetssoner). Det var ikke tilgjengelig noe kart over området, men en grov skisse som viser svakhetssoner og planlagt tunneltrase var vedlagt.

En mer omfattende geologisk rapport ble utarbeidet av Sivertsen (1986). Forundersøkelser ble gjort med flyfoto og kart. Tunneltraseen er endret etter rapporten fra 1979, hvor tunnelen er noe lengre og går dypere inn i fjellet. De geologiske forholdene som er omtalt i rapporten fra 1979 er kartlagt med større detalj. Bergarten er beskrevet etter petrografisk analyse. Foliasjonen

Kapittel 2. Bakgrunn

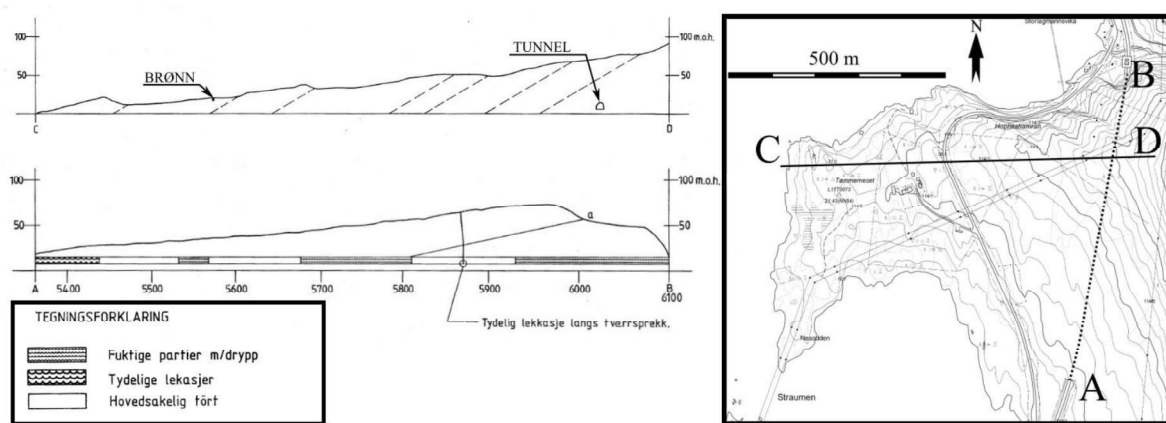
beskrives med retning og fall. 52 sprekker og 14 foliasjonssprekker er målt med strøk og fall. Sprekkemålingene, gjengitt i figur 2.4, viser oppsprekking og foliasjon med fall 34° mot vest. I det følgende betegnes oppsprekking langs foliasjon også som *sprekkesett 1*. To andre sprekkeretninger faller bratt mot nord og sør, disse vil senere omtales som *sprekkesett 2* og *3*. En siste svakere sprekkeretning er målt med sprekker som faller mot øst, disse betegnes *sprekkesett 4*. Svakhetssonenes forløp mot dyp er antydnet, og det blir antatt at tunnelen krysser to slike soner. Vedlegg E viser tolkning av svakhetssoners forløp, og tolket geologisk kart fra rapporten til Sivertsen. Rapporten gir også et anslag for hvilken sikring som vil bli nødvendig. Ifølge rapporten vil spredt bolting være tilstrekkelig for det meste av tunnelen, mens systematisk bolting kan bli nødvendig i forbindelse med svakhetssoner. Det gjøres ikke videre anslag for hvor mange bolter dette innebærer. Det anslås behov for vannsikring noen hundre meter inn fra søndre påhugg på grunn av lav overdekning, og i forbindelse med svakhetssoner. Mekaniske egenskaper som flisighet og sprøhet er kartlagt for å finne ut om materialet er egnet til bruk i vegbygging, noe det konkluderes med at materialet ikke er.



Figur 2.4 – Sprekkekartlegging som er rapportert av Sivertsen (1986).

Tunnelen ble åpnet i 1988. Det foreligger ingen rapport etter driving, men hovedettersynet utført av Aal (2007) viser til en rapport fra 1995 som beskriver bruken av sikringsmidler under driving. Det skal ha blitt benyttet 2915 bolter (4,04/m) og 337 m^3 stålfiberarmert sprøytebetong ($0,47 \text{ m}^3/\text{m}$). PE-skum er benyttet som vannsikring.

Etter driving oppsto problemer i en brønn vest for tunnelen. Den skal ha fått redusert vanntilsig. Problemstillingene er omtalt i et notat av Johansen (1988), hvor innlekkasjer av vann i tunnelen ble kartlagt. Ifølge Johansen, tyder observasjonene på at vann beveget seg langs sprekkene i retning fra øst mot vest. Høydene for brønn og tunnelheng er anslått til henholdsvis 20 og maksimalt 15 moh. Siden tunnelen ligger lavere enn brønnen, og retningen på grunnvannstrømmen antas fra tunnelen mot brønnen (fra øst mot vest), mente Johansen at det var sannsynlig at tunnelen påvirket grunnvannstrømmen til brønnen. Figur 2.5 viser to vertikale snitt av tunnelen. Disse viser plasseringen av brønnen i forhold til tunnelen (snitt C-D), og de kartlagte innlekkasjene av vann i tunnelen (tunneltraseen mellom A og B).

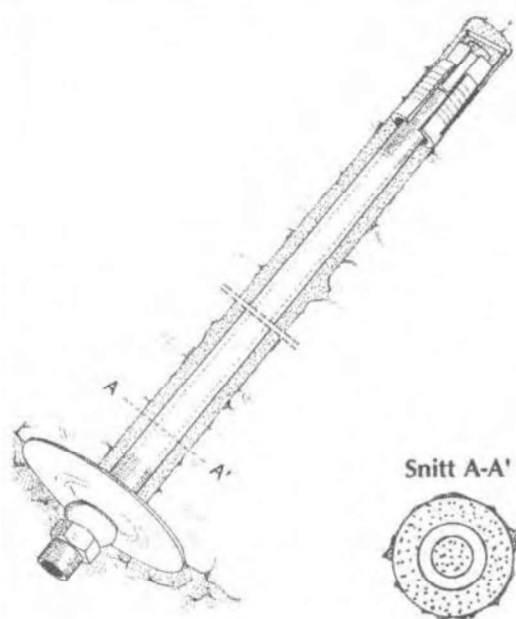


Figur 2.5 – To vertikale snitt av tunnelen. Snittenes plassering er vist på oversiktskartet til høyre. Ett på tvers av tunnelen (a) viser plassering av brønn og tunnel. Snittet går fra C til D på oversiktskartet. Stiplede linjer viser oppsprekking parallelt med foliasjon. Tverrsnitt (b) viser et lengdesnitt av tunnel med påtegnet innlekkasjer. Dette snittet går fra A til B på oversiktskartet. Tverrsnittene er modifisert fra tegninger vedlagt notatet av Johansen (1988). Oversiktskartet er en modifisert versjon av figur 2.1.

Første hovedettersyn i tunnelen ble utarbeidet av Aal (2007). Generelt kan man si at alle ettersynene bygger på hverandre. Merknader som nevnes her tas i hovedsak kun med i «første» rapport de er omtalt i. Rapporten omtaler geologien kort. Fokus ligger på utført sikring. Tunnelen var boltet som anslått i forundersøkelsene, spredt til systematisk (tett). Mange av boltene som var benyttet i tunnelen var rørbolter. Figur 2.6 viser en prinsippskisse av en slik bolt. Egenskapene ved boltene er beskrevet i *håndbok V224* (Statens vegvesen, 2014b). Boltene gir umiddelbar sikring ved endeforankring når den settes. Den må senere gyses med mørtel for å være godkjent som permanent sikring. Tabell 2.7 gir tekniske data om boltetypen. I følge Aal var mange av rørboltene i Tømmernestunnelen ikke gyst. Tunnelen var også sikret med 2-5 cm stålfiberarmert sprøytbetong. Rapporten sammenstiller tidligere inspeksjoner som var utført, som inkluderer tilbakemeldinger fra entreprenører som utførte årsinspeksjoner og rensk i

Kapittel 2. Bakgrunn

perioden 2001-2007. Tilbakemeldingene inkluderte vannlekkasjer i ved portalene og et behov for flere bolter. Aal anbefalte noen nye bolter, etterstramming og evt kapping av bolter som det var mangler ved. I tillegg, ekstra sprøytbetong, rensk, og reparasjon av PE-skum. En sprekkeseone like sør for profil 700 ble anbefalt å sprøyte med stålfiberarmert sprøytebetong. Tunnelen var vannsikker med PE-skum, som flere steder var skadet. Dette ble anbefalt reparert.



Figur 2.6 – Prinsippskisse av en rørbolt.
Snittet A-A' viser mørtel både i og utenfor røret. (Statens vegvesen, 2014b).

Tabell 2.7 – Utvalgte tekniske data for rørbolter (Statens vegvesen, 2014b).

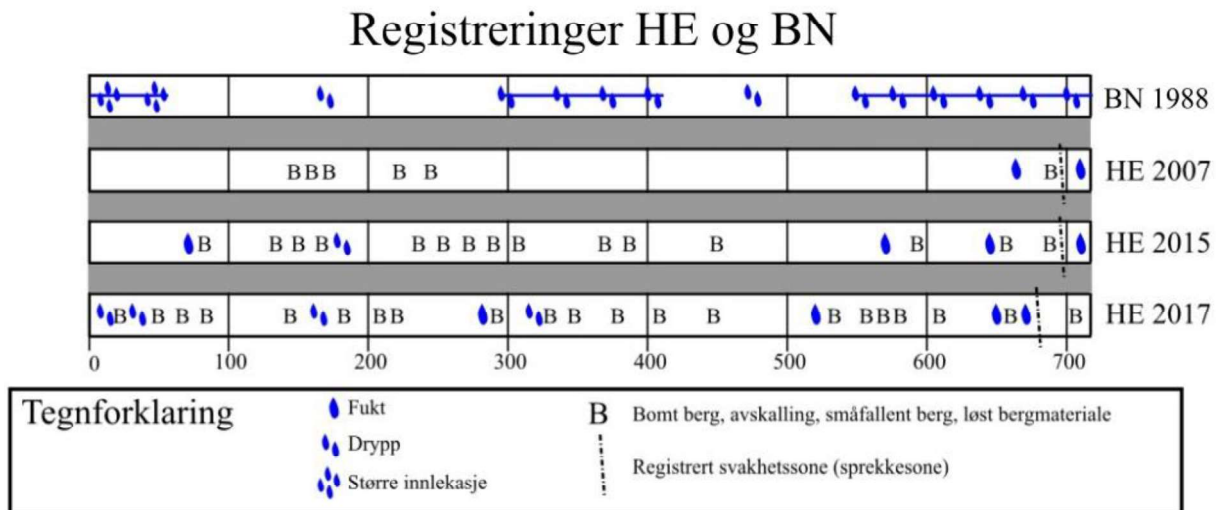
Tekniske data	
Materiale	Rørstål (Rst. 52-3)
Lengde	1,5 - 6 m
Boltehull	Ø45 – Ø48 mm
Bolt	Ø27 mm
Bruddlast	100 kN
Bruddforlengelse	Ca. 8% (før innstøping)
Vekt	2,4 kg/m
Forankring	Ekspansjonshylse og mørtel. Må bruke underlagsplate, halvkule og mutter.

Hovedettersyn nr. 2 for tunnelen ble utført av Norconsult v/Loftesnes og Tyssekvam (2015). Et vesentlig punkt ved dette hovedettersynet som ikke har vært nevnt tidligere, er at det påvises en del *bomt berg*, særlig mellom profil 200-300. Se kapittel 2.3.3. for definisjonen på *bomt berg*. I tillegg bekreftes de fleste av observasjonene fra tidligere, som inkluderer løse, rustne og ugyste bolter som anbefales å fjernes, kappes eller byttes ut. Stabiliteten i påhuggene vurderes som god nok.

Det siste hovedettersynet ble utført av Sweco v/Nikolaisen (2017), og tidligere observasjoner ble i hovedsak bekreftet. I bomme partier ble det anbefalt å plassere 185 nye bolter. Det er også merket for supplerende sprøytebetong og PE-skum i spesifikke lokasjoner. Stabiliteten i forskjæring sør blir vurdert som god. Ved nordre påhugg blir det anbefalt å renske, samt sette bolter i løse blokker. Merk at portalen ble vurdert som trygg av Norconsult 2 år tidligere. Det

vises også til problemstillingen vedrørende vanntilsig i brønnen som ble omtalt i rapporten fra 1988. Grunneier er bekymret for at renovasjonsarbeidene på ny vil påvirke grunnvannstrømmen og at den nye brønnen også vil få redusert vanntilsig. Sweco vurderer at dette ikke er sannsynlig med tanke på de små inngrepene som skal gjøres på tunnelverrsnittet ved renovasjonen av tunnelen.

Figur 2.7 viser en sammenstilling av registreringer av vannproblemer, bomt berg, og svakhetssoner fra de ingeniørgeologiske rapportene som foreligger etter driving. «BN» er registreringer i «Brønn-notatet» fra Johansen (1988), og «HE» er registreringer som er gjort i hovedettersynene (Aal, 2007; Loftesnes og Tyssekvam, 2015; Nikolaisen, 2017). Figuren viser variasjon i registrert mengde vann og stabilitetsproblemer i de ulike rapportene.



Figur 2.7 – Sammenstilling av registreringer, vannproblemer og bomt berg i de ingeniørgeologiske rapportene som foreligger etter driving (Aal, 2007; Loftesnes og Tyssekvam, 2015; Nikolaisen, 2017; Johansen, 1988).

2.1.5. Renovasjonsarbeider 2017-2018

Tømmernestunnelen blir renovert i perioden mai 2017 til vår 2018. Under renovasjonen er tunnelen stengt, mens trafikk omdirigeres på den gamle vegen rundt fjellet. Renovasjonen har til hensikt å øke sikkerheten i tunnelen, noe som gjøres ved å bl.a. å installere tekniske installasjoner til regulering og overvåkning, nye ledelys for rømningsveger, nødtelefon, brannslukkeapparat, og sterkere lys i innkjøringspartiene. I tillegg etableres det ny vann- og frostsikring, og delvis ny drenering (Statens vegvesen, 2017b).

I Tømmernestunnelen utføres arbeidet av Scanmatic AS, på oppdrag for Statens vegvesen. Scanmatic har leid inn underentreprenør Implenia Norge AS for å utføre anleggsarbeidene, og konsulent Norconsult AS til bl.a. prosjektering av rørgrofter, el-løsninger, og

Kapittel 2. Bakgrunn

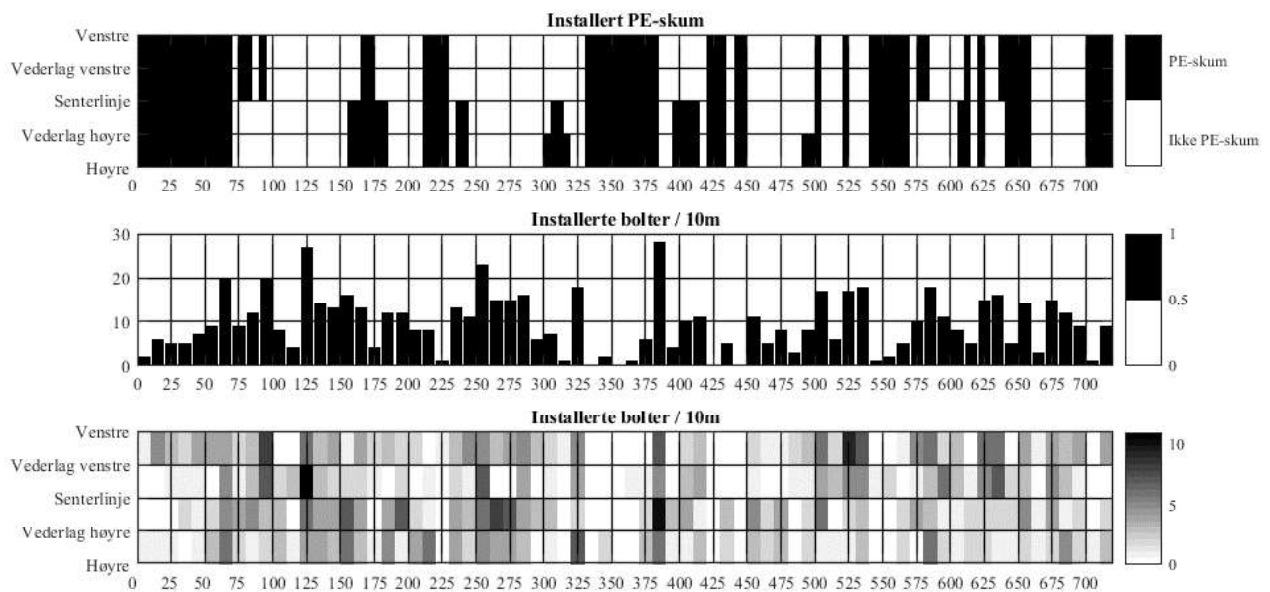
overvannshåndtering (Rem, 2017; Statens vegvesen, 2017b). Forfatteren av denne oppgaven har hatt jevnlig kontakt med Implenia, da arbeidet de utfører er av størst interesse for denne oppgaven. Implenia (Rem, 2017) har ikke registrert stabilitetsproblemer i forbindelse med oppgraderingen av tunnelen, med enkelte små merknader. Oppgradering av vannsikringen krevde at det ble gravd dreneringsgrøfter på begge sider av vegen. Det nye PE-skummet skulle installeres dypere enn det eksisterende. Når grøften på vestsiden skulle graves, opplevde Implenia stabilitetsproblemer i veggen på vestsiden av tunnelen. Det viste seg å være dårlig rensket og ugunstig sprekketretning, noe som hovedsakelig medførte blokknedfall fra foliasjonsplanet.

Gjennom epostkommunikasjon med prosjektingeniør Rem (2018) har forfatteren mottatt informasjon om bergsikring og PE-skum plassert av Implenia under renovasjonen. Boltekart og kart over plassert PE-skum er vist i Vedlegg F til H. Det er vedlagt to versjoner av boltekartet. Den første (Vedlegg F) viser plasseringen til de første 215 boltene som ble satt under renovasjonen. Disse boltene ble, ifølge Rem (2018), satt etter anbefaling fra hovedettersynet av Nikolaisen (2017). Dermed er disse boltene hovedsakelig satt i bomme partier. Den andre versjonen av boltekartet (Vedlegg G) viser plasseringen av de første 215 boltene, og i tillegg 464 bolter som ble satt senere i renovasjonsprosessen. Dette innebærer at Implenia har satt totalt 679 bolter. Ifølge Rem (2018) bytter de siste 464 boltene ut ugyste rørbolter, etter bestilling fra Statens vegvesen. Vedlegg H viser plasseringen av PE-skum i tunnelen. Fra vedleggene har forfatteren av denne oppgaven telt antall bolter og andel sprøytebetong i fire andeler av tunneltverrsnittet langs tunnelens lengde (se tabell 2.8). Boltene er i tillegg telt langs lengdeaksen til tunnelen hver 10. meter, og sprøytebetongen, hver 5. meter. Dataene fra vedleggene er skrevet til regneark, og fordeling av dataene er plottet ved hjelp av MatLab, se figur 2.8. Dette gir en oversikt over hvor i tunnelen bolter og vannsikring er satt.

Vedlegg S viser informasjon om de nye boltene satt av Implenia under renovasjonen. Databladet gir bl.a. informasjon om boltenes dimensjoner og lastkapasitet. 3 meter lange bolter er benyttet under renovasjonen. De har bruddkapasitet på 147 kN når de er endeforankret og 186 kN etter innstøping.

Tabell 2.8 – Fordeling av bolter og PE-skum i tunneltverrsnittet. Basert på Vedlegg F til H (Rem, 2018).

	Vegg Venstre	Heng Venstre	Heng Høyre	Vegg Høyre	Totalt
215 bolter, bomme partier	63 bolter 29 %	27 bolter 13 %	36 bolter 17 %	89 bolter 41 %	215 bolter
215 + 464 bolter, bomme partier og ugyste bolter byttet ut	194 bolter 29 %	144 bolter 21 %	185 bolter 27 %	156 bolter 23 %	679 bolter
Reetablert PE-skum	23 %	23 %	26 %	28 %	100 %



Figur 2.8 – Fordeling av bolter og PE-skum langs tunnelens lengde og tverrsnitt. Basert på Vedlegg G og H (Rem, 2018). Figuren er tegnet av forfatteren ved hjelp av MatLab.

2.2. Områdets geologi

I delkapittelet gis en oversikt over områdets geologi fra gamle og nye vitenskapelige dokumenter, bøker og NGU-rapporter. Den historiske utviklingen av geologien i området beskrives. Det redegjøres for hvilke bergarter man forventer å finne i området. Bergarten selve tunnelen går gjennom antas å være en diorittisk til granittisk gneis eller migmatitt. Egenskaper ved denne bergarten i dette området, slik som mineralsammensetning, foliasjon og eksfoliasjon beskrives. Antatte bergmekaniske egenskaper ved bergarten beskrives i kapittel 2.3.

2.2.1. Geologisk oversikt

Området bærer fortsatt preg etter kaledonsk fjellkjededannelse som foregikk mellom omtrent 500 og 400 millioner år før nåtid (Fossen, 2016). I kollisjonen ble bergarter skjøvet over grunnfjellet i Nordland med bevegelse fra dagens vest mot øst (Ramberg *et al.*, 2013). De ulike

Kapittel 2. Bakgrunn

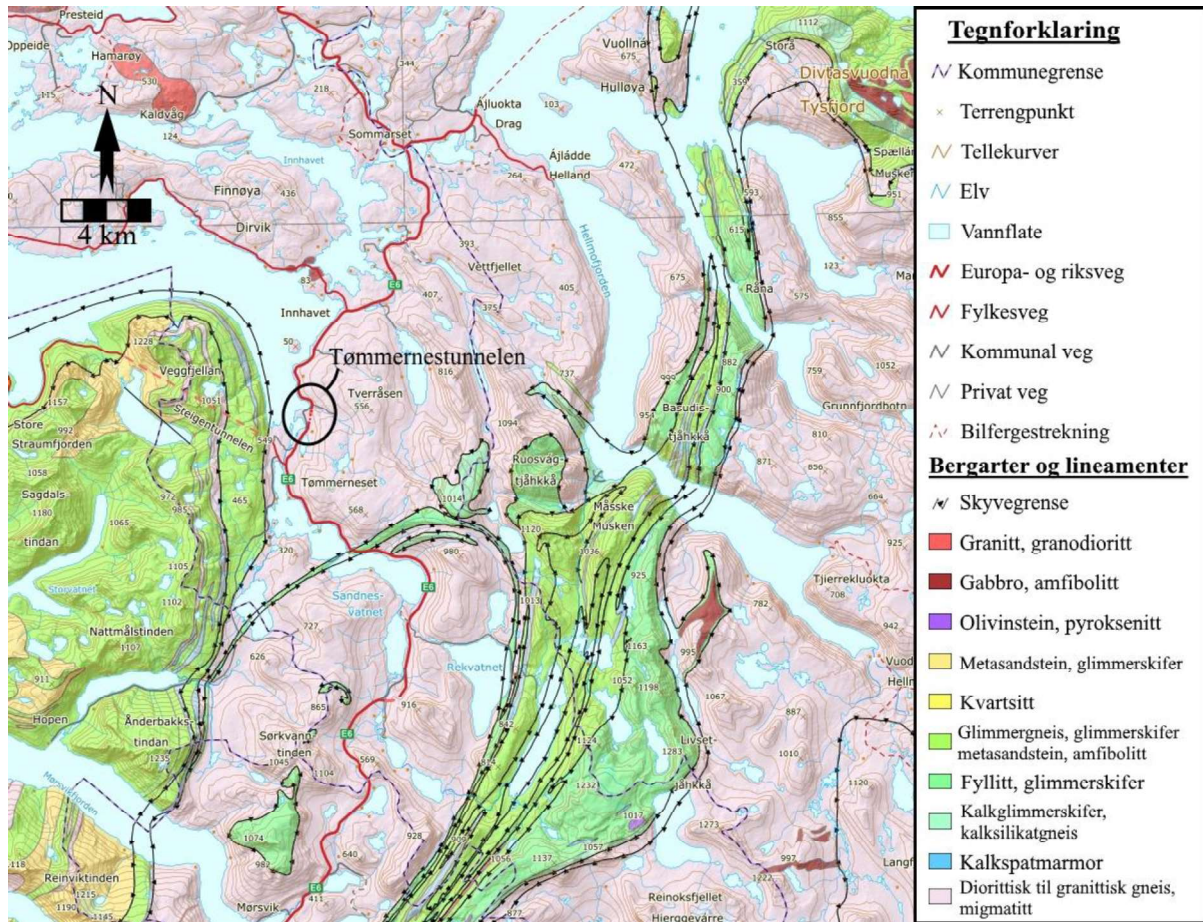
lagene med bergarter som ble skjøvet over betegnes som skyvedekker. I Nordland er disse bergartene ofte fyllitt, glimmerskifer og marmor (Bryhni, 2017). Bergarten som lå under skyvedekkerne ble omvandlet under høyt trykk og temperatur. Slike bergarter kalles metamorfiske bergarter. Avhengig av hva bergarten opprinnelig besto av betegnes disse bergartene ofte som forskjellige typer gneis (Raade, 2018). Dersom bergarten har vært delvis smeltet, kalles den migmatitt (Fossen, 2018).

Siden den tid har det foregått nedbryting av fjellkjeden som ble dannet. Særlig i forbindelse med istider brytes landskapet ned, og de lagene som en gang lå øverst, er nå borte. Noen steder er alt av skyvedekker erodert bort, slik at grunnfjellet er kommet tilbake til overflaten. Der grunnfjellet ligger høyt i skorpen, kan man etter erosjon få «vinduer» gjennom skyvedekkerne hvor eldre bergarter kommer til syne. I Nordland ligger det slike vinduer på rekke og rad, eksempler som kan nevnes er Børgefjell, Høgtuva, Nasafjell, Tysfjord og Rombak. Vinduene gir oss muligheten til å se ned i det som kalles det transskandinaviske magmabeltet. Tømmernestunnelen ligger i bergarten som kalles Tysfjordgranitten, som er ett av disse grunnfjellsvinduene (Ramberg *et al.*, 2013).

Breenes påvirkning er også synlig svært lokalt i nærheten av Tømmernestunnelen. Tunnelen går gjennom foten av et fjell (en *egg*) med en høyde på omtrent 220 meter, navngitt Tuva, se figur 2.1 på side 6. Definisjonen på en egg er gitt av Spjeldnæs (2018). De dannes ved at to breer eroderer berget slik at det får en spiss kant. I dette tilfellet var den største breen stor, og beveget seg i retning med Sagfjorden (fra sør mot nord i dette området). Den andre breen som har vært involvert har ligget i sidedalen Lagmannsvikdalen. Denne dalen er ikke *hengende*, da dalens ende er på høyde med hoveddalen. Landformen må derfor ansees som en *dalende* der eggen fra Tuva slutter i nordvest (Erikstad *et al.*, 2009).

Figur 2.9 viser plasseringen av ulike bergarter i området rundt Tømmernestunnelen. Kartet er hentet fra NGU (2018). Utsnittet er basert på to berggrunnskart i målestokk 1:250 000, kartblad Narvik og Sulitjelma (Gustavson, 1996, 1973). Som figuren viser, ligger selve tunnelen i en bergart som er klassifisert som *diorittisk til granittisk gneis, migmatitt*. Omtrent 15 km øst for Tømmerneset er grunnfjellet overdekket av skyvedekkebergarter fra Tysfjorden mot sør-sørvest (SSV). Dette er fra en del av skyvedekkerne som kalles *Kölidekkene*, og bergartene som befinner seg i dekket er ulike varianter av glimmerskifer, marmor, metasandstein og metagabbro (m.fl). Over fjorden, like vest for Tømmernestunnelen finner man dekker som tilhører *Rödingsfjelldekkekomplekset*. Bergartene her er hovedsakelig glimmergneis, glimmerskifer og marmor. Lengre mot nordvest, på Hamarøya og i Lofoten, finnes innslag av bergartene granitt,

granodioritt, gabbro og amfibolitt (ved Innhavet). Størstedelen av området har grunnfjellsbergarter i overflaten.



Figur 2.9 – Berggrunnskart som viser bergartene i området rundt Tømmernestunnelen (NGU, 2018).

Figuren er modifisert av forfatteren, med tegnforklaring, nordpil og målestokk.

2.2.2. Tysfjordgranitten

Før platetektonikkens tid tolket Foslie (1941) bergartsvinduet til å være en magmatisk intrusjon fra fjellkjededannelsen. Siden da har geologisk kunnskap utviklet seg, og det har vist seg at disse bergartene er betydelig eldre. Andresen og Tull (1986) daterte bergarter i Tysfjordgranitten, og fant ut at disse er 1742 ± 46 millioner år gamle. Videre mente de at det ikke var helt samme kildebergart til Tysfjordgranitten som til grunnfjellsvinduer lenger øst (Rombak-vinduet) eller vest (Lofoten). Bergarten er kartlagt og beskrevet av Gustavson (1996). Den beskrives som middels- til grovkornet granittisk gneis, som noen steder er porfyrisk. Typisk mineralsammensetning i bergarten er presentert av Hanssen og Myrvang (1986) i tabell 2.9. Kornenes størrelse varierer fra 5 - 30mm. Ifølge Hanssen og Myrvang, varierer mineralsammensetningen lite innad i Tysfjordgranitten.

Kapittel 2. Bakgrunn

Tabell 2.9 - Mineralsammensetning av granittisk gneis fra Kobbelv-området (Hanssen og Myrvang, 1986).

Mineral	Andel
Kvarts	30 %
K-feltspat	45 %
Plagioklas	15 %
Glimmer	7 %
Amfibol	1 %
Andre	2 %

2.2.3. Foliasjon

Foliasjon innebærer at mineralene i bergarten har blitt parallelt orientert i forbindelse med høyt trykk. Den oppstår vanligvis i planet til største og mellomste hovedspenning, altså vinkelrett på minste spenning (Bell, 1981; Raade, 2009). Foliasjonen i Tysfjordgranitten er antatt å ha blitt dannet under kaledonsk fjellkjededannelse. Den er synligst i toppen av grunnfjellet, men er også synlig 2500 m under kontakten med skyvedekken (Andresen og Tull, 1986). På 60-tallet var det aktuelt med utvinning av feltspat i området i nærheten av tunnelen. I den forbindelse ble forekomstene på Innhavet og Drag kartlagt av Sverdrup (1961). Disse stedene befinner seg henholdsvis omtrent 5 og 15 km nord for Tømmernestunnelen. Foliasjonen i Drag ble beskrevet med fallretning/fall (se kapittel 3.1.1) på omtrent N165°Ø/90°. I Innhavet hadde foliasjonen en mer skifrig karakter, med fallretning/fall på omtrent N240°Ø/40°. Dette tyder på at foliasjonen i Tysfjord-granitten kan endre seg mye over relativt korte avstander.

2.2.4. Eksfoliasjon

Området rundt Tømmernestunnelen er preget av eksfoliasjonssprekker. Dette er sprekker som ser ut til å ha blitt dannet parallelt med overflaten slik at berget skaller av som en løk. Myrvang (2001) bruker bilder fra Drag og Hamarøy som eksempler på fenomenet og knytter dette til høye horisontalspenninger.

I litteratur har det historisk vært flere hypoteser vedrørende naturen til eksfoliasjonssprekker. Diskusjonen har gått på hva som er opprinnelsen til sprekkene. De tidlige hypotesene kan kategoriseres i to grupper. De første er hypoteser som bygger på at sprekkene er dannet som følge av topografi og avlastning. Dette var en naturlig slutning å trekke da de fleste eksfoliasjonssprekker er orientert parallelt med overflaten (Gilbert, 1904). Dale (1923) introduserte et annet syn vurdert på et større datasett. Eksfoliasjonssprekkene ble vurdert å være dannet på grunn av høye horisontalspenninger, en hypotese som delvis støttes opp i nyere

litteratur (Twidale, 1973; Holzhausen, 1989; Bahat, Grossenbacher og Karasaki, 1999; Holzhausen og Johnson, 1979). Når det finnes høye horisontalspenninger er det ofte sprekkene som former terrenget, og ikke motsatt. En typisk bruddmekanisme som er beskrevet (Bahat, Grossenbacher og Karasaki, 1999) er såkalt lengdesplitting som følge av høy spenning parallelt med sprekkene og lav spenning vinkelrett på sprekkeflaten.

2.3. Bergmekaniske egenskaper

Delkapittelet gir informasjon om hvilke bergmekaniske egenskaper det forventes å finne i Tømmernestunnelen. Egenskapene som er av interesse er opptredende (in-situ) bergspenning, styrke- og stivhetsparametere. Det foreligger opplysninger om slike egenskaper i bergarten på grunn av at tunneler i nærheten av Tømmernestunnelen hadde stabilitetsproblemer under driving. Problemstillingene er omtalt i veg- og vannkrafttunneler i Kobbelv-området (Hanssen og Myrvang, 1986; Dammyr, 2016). De utspilte seg som *bergslag*. En oppsummering av erfaringene fra Kobbelv-området gis i kapittel 2.3.3. Først gjennomgås aktuell teori og målinger for de bergmekaniske egenskapene til bergarten.

2.3.1. In-situ spenning

I ingeniørgeologisk forstand brukes begrepet *spenning* når man beskriver hvor stor kraften et gitt areal trykkes sammen eller strekkes med. Spenninger opptreer også i selve bergarten, og denne opptredende spenningen betegnes som in-situ spenning. Ulike kilder induserer denne spenningen. Med antakelser om at overflaten er flat, og at bergmassen er homogen, vil spenningene i berget være såkalte *gravitasjonsspenninger*. Vertikale (σ_v) kan beregnes med ligning (3) (Nilsen og Broch, 2012). Ligning (4) viser hvordan man kan beregne horisontal spenning (σ_h) forutsatt en kjent *horisontalspenningskoeffisient*, (κ). Figur 2.10 viser målte sammenhenger mellom κ og dyp (betegnet z i figuren). Nær overflaten forventes det at κ er minimum 1,5, og kan i ekstreme tilfeller bli høy. De høyeste målingene gir κ på omtrent 3,5 (Brown og Hoek, 1978).

$$\sigma_v = \rho gh \quad (3)$$

σ_v er spenning i vertikal retning [Pa] på et gitt dyp h [m].

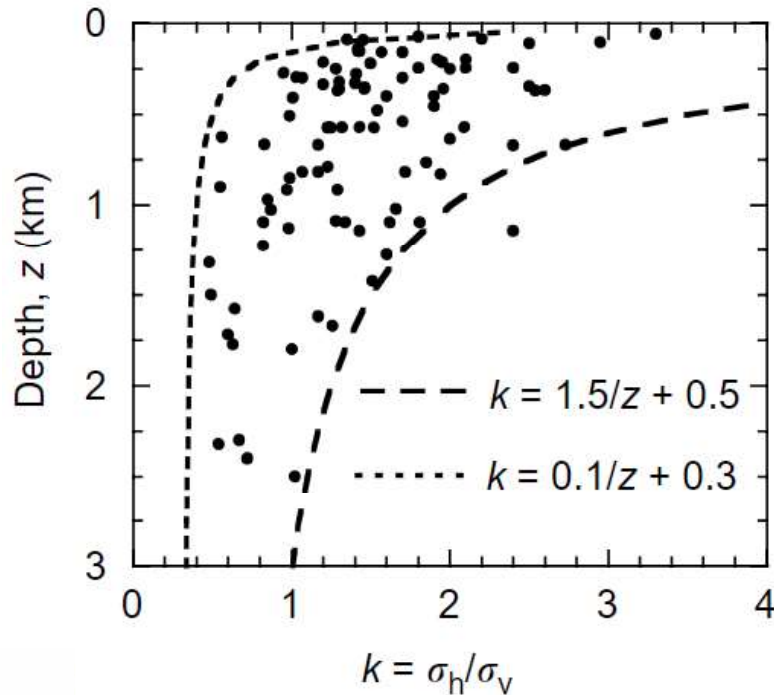
ρ er tettheten til overdekkende bergart [kg/m^3].

g er tyngdeaksellerasjon [m/s^2].

$$\sigma_h = \kappa \sigma_v \quad (4)$$

σ_h er teoretisk horisontal spenning [Pa].

κ er horisontalspenningskoeffisienten



Figur 2.10 – horisontalspenningskoeffisienten (κ – betegnet som k i figuren) som funksjon av dyp. Ringene indikerer målinger. Figuren er hentet fra Jaeger, Cook og Zimmerman (2009). Figurens opprinnelse er Brown og Hoek (1978), hvor spenningsmålinger ble plottet mot dyp.

Dersom terrenget ikke er flatt, er det en tendens at spenningene ikke nødvendigvis har sine største retninger i horisontal- eller vertikalplanet, men at de følger terrenget. Dersom spenningene påvirkes på en slik måte av topografi, kalles de *topografisk betingede spenninger* (Nilsen og Broch, 2012).

Norsk berggrunn er karakterisert av høye horisontalspenninger, særlig i grunnfjellsområder hvor berget er mer kompetent og mindre oppsprukket enn i skyvedekkene. De høye horisontale spenningene kan, ifølge litteraturen, tilskrives to ulike mekanismer. Disse kalles *residualspenninger* eller *tektoniske spenninger*. Residualspenninger er spenninger som er «fanget i berget» etter tidligere høye spenningsforhold. Tektoniske spenninger oppstår på grunn av platetektonikk, bevegelse av kontinentene. Trykk- og strekkspenninger induseres i ulike soner i forbindelse med platebevegelsen. Typisk oppstår det trykkspenninger midt på en kontinentplate. Unntak fra dette spenningsregimet oppstår dersom en har subduksjonssoner eller fjellkjededannelser i nærheten, da disse kompliserer bildet (Zoback *et al.*, 1989). For

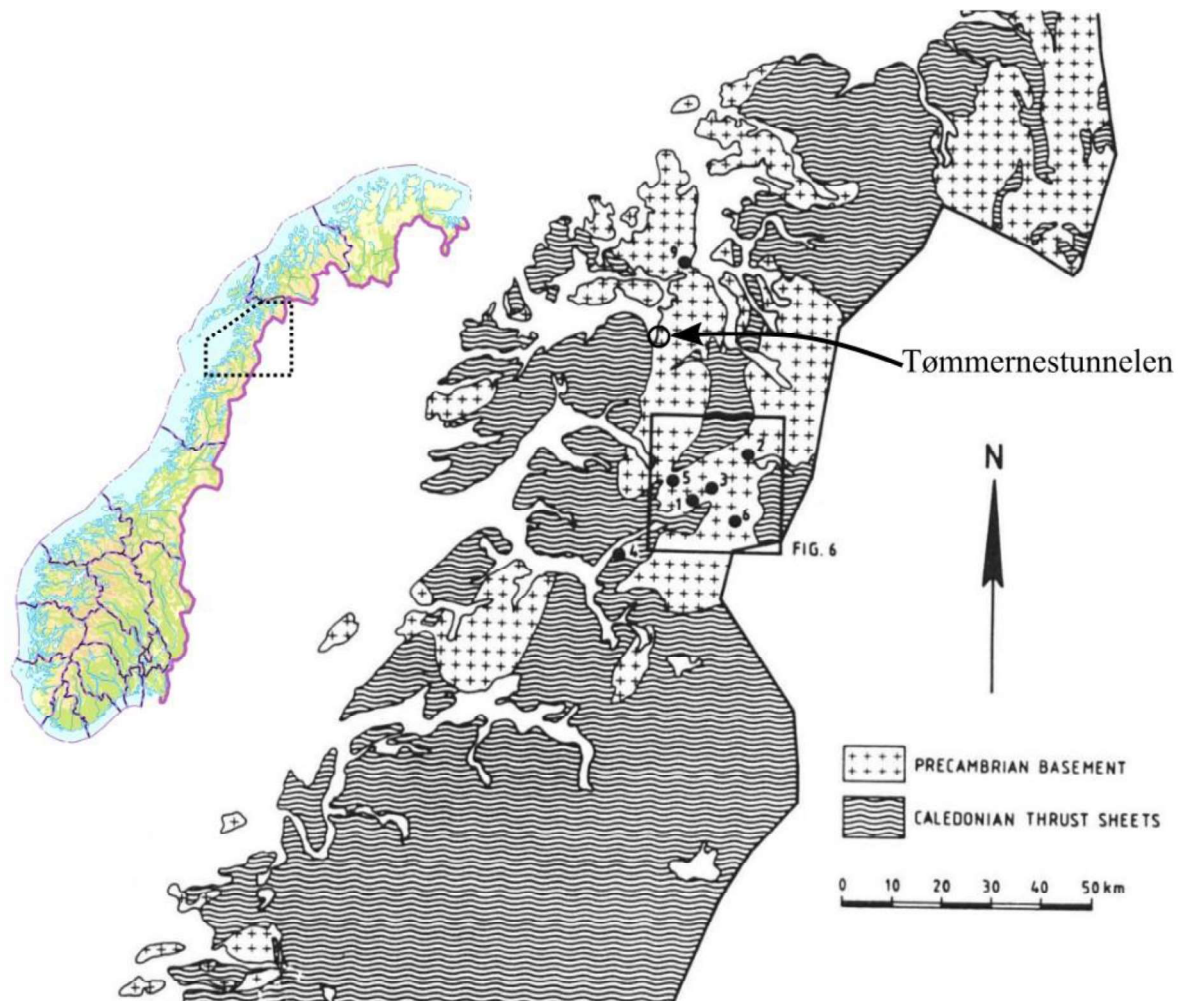
situasjonen i Nordland er det for tiden prosessene "ridge push" og "shear traction" som antas å være styrende for spenningsregimet (Fejerskov og Myrvang, 1995; Myrvang, 2001; Stephansson, Ljunggren og Jing, 1991).

Spenningsmålinger er gjengitt fra Kobbelv-området, utført med «3D overcoring»-metoden. Det ble ifølge Hanssen og Myrvang (1986) benyttet en såkalt «Leeman treaksiell celle». Dammyr (2016) sin beskrivelse av cellen er en modifisert versjon av «CSIR treaksiell-tøyning-celle», hvor den modifierste versjonen kalles NTH-cellen. Figur 2.11 viser posisjonene hvor målingene ble utført, og tabell 2.10 viser målte spenninger og retninger. Hovedspenningene (største- (σ_1), mellomste- (σ_2) og minste- (σ_3) hovedspenning virker på et bergelement uten skjærspenning) ble målt i 79 punkter i 7 forskjellige posisjoner. De første 6 av disse posisjonene er fra vannkraft- og vegtunneler i Kobbelv-området, omtrent 30-40 km sør for Tømmernestunnelen. Målingene her er gjort i gneis som antas å ha omtrent samme egenskaper som man finner i bergarten ved Tømmernestunnelen. Den siste (omtalt som posisjon 9) er fra en kvartsgruve i Drag, nord for Tømmernestunnelen. Lokasjon 2, 3 og 4 antydes å være påvirket av topografiske effekter.

Forfatteren av denne oppgaven har normalisert forholdstallene σ_1/σ_3 og σ_2/σ_3 fra tabell 2.10, noe som gir «horisontalspenningskoeffisienter» i retning av største og mellomste spenninger. Disse antas å være horisontale siden minste hovedspenning i de fleste av målepunktene er tilnærmet vertikal. Gjennomsnittet av målingene i tabellen viser forhold av størrelsene $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ på 3/2/1.

Hanssen og Myrvang (1986) diskuterer implikasjonene av resultatene. Vertikale spenninger later til å sammenfalle relativt bra med teoretisk vertikalspenning som følge av egenvekten til bergarten. De horisontale spenningene vurderes å bestå av to komponenter, en tektonisk komponent og en fra gravitasjonsspenning. Den tektoniske komponenten øker ned til omtrent 100-150 meters dyp, og videre nedover er konstant. Komponentene antas å nå de konstante verdiene 23 MPa i Ø-V retning, og 15 MPa i N-S retning.

I tillegg er det utført målinger ved hydraulisk splitting i Reinoksvatn (lokasjon 2 i tabell 2.10), som skal ha blitt rapportert av SINTEF (Stiftelsen for industriell og teknisk forskning) i 2004. Det har ikke lyktes forfatteren å få tilgang til rapporten. For den interesserte leser informasjon er noen av resultatene fra SINTEF-rapporten gjengitt av Dammyr (2016).



Figur 2.11 – De 7 lokalitetene for spenningsmålingene Hanssen og Myrvang (1986). Figuren er modifisert. Oversiktskart er hentet fra Kartverket (2018b). Merk at fig. 6 som det vises til i figuren ikke finnes i dette dokumentet, men viser til en figur i den originale kilden (Hanssen og Myrvang, 1986).

Tabell 2.10 – Målte hovedspenninger og hovedspenningsretninger i lokasjonene som vist i figur 2.11 (Hanssen og Myrvang, 1986).

Lokasjon	1	2	3	4	5	6	9
σ_1 [MPa]	20,3	17,1	24,7	9,2	26,4	26,8	9,0
Fallretning [°]	215	109	104	149	263	053	095
Fall [°]	34	16	03	01	10	08	04
σ_2 [MPa]	16,3	8,0	17,5	6,4	15,7	14,8	6,8
Fallretning [°]	349	017	194	059	357	323	186
Fall [°]	46	10	04	03	18	02	11
σ_3 [MPa]	9,7	3,5	12,1	4,1	11,5	5,1	3,3
Fallretning [°]	107	256	339	258	147	219	344
Fall [°]	24	72	85	87	69	81	79
Dybde [m]	680	90	450	30	620	250	35

2.3.2. Materialegenskaper

Andre mekaniske egenskaper er også kartlagt i Kobbelv-området. Egenskapene er styrkeparametere, lyd hastighet, tetthet, og elastiske parametere. Styrkeparameterne som er beskrevet er *enaksiell trykkstyrke* (UCS – omtales også som σ_c), og *strekkestyrke* (σ_t). Elastiske parametere som oppgis er *elastisitetsmodul* (E-modul) og *Poissons forholdstall* (ν). Ytterligere forklaring av parameterne (for eksempel forskjellen mellom E_{tan50} og $E_{initial}$) er gitt i kapittel 4.1. Tabell 2.11 viser målte bergmekaniske egenskaper, med standardavvik, for bergarten (Hanssen og Myrvang, 1986; Dammyr, 2016). Noen merknader med hensyn på målingene følger. Resultatene fra Hanssen og Myrvang er fra totalt 72 kjerner med 62 mm diameter. Vinkel mellom pålasting og foliasjon varierer. Dammyr sine resultater kommer fra 5 kjerner med 54 mm diameter. Disse kjernene ble lastet vinkelrett på foliasjonen.

For å sette de målte verdiene i sammenheng blir flere av de klassifisert med hensyn på størrelse og normale verdier for bergarten. Med UCS i intervallet 50-100 MPa klassifiseres bergarten som sterk. Verdier fra 100-250 MPa betegnes som veldig sterke. (Hoek og Brown, 1997). Ifølge Hanssen (1988) er vanlige verdier for UCS for granittisk gneis 60-140 MPa. De målte verdiene befinner seg i dette området. Ifølge Hanssen (1988) viser E-modulen normal verdi, da den faller innenfor intervallet 10-30 GPa. Av de andre egenskapene oppgitt i tabellen er det også aktuelt å nevne at lyd hastigheten og enhetsvekt er lavere enn forventet for en gneis. Lyd hastigheten er sammenliget verdier oppgitt av Broch (1977). Enhetsvekten er lavere enn for kvarts, ifølge Nilsen og Broch (2012).

Tabell 2.11 - Mekaniske egenskaper ved den granittiske gneisen (Hanssen og Myrvang, 1986; Dammyr, 2016).

Egenskap	(Dammyr, 2016)	Standardavvik		(Hanssen og Myrvang, 1986)	Standardavvik
σ_c	147,8 MPa	1,3 MPa		89,0 MPa	30,1 MPa
σ_t				9,3 MPa	1,7 MPa
E_{tan50}	43,6 GPa	0,7 GPa			
ν_{tan50}	0,36	0,03			
$E_{initial}$	10,4 GPa	0,5 GPa		18,5 GPa	2,8 GPa
$\nu_{initial}$	0,07	0,01		0,13	0,04
ρ	2628 Kg/m ³	3 Kg/m ³		2540 Kg/m ³	94 Kg/m ³
V_p	1787 m/s	35 m/s		2982 m/s	133 m/s

2.3.3. Kobbelv: Bergslag og kjøldannelse

På 80-tallet oppsto det stabilitetsproblemer under driving av nye veg- og vannkrafttunneler i Kobbelv-området. Disse tunnelene befinner seg omtrent 30-40 km sør for Tømmerneset (det antas at berggrunnen har lignende egenskaper i Kobbelv-området og på Tømmerneset). På grunn av problemene har flere undersøkelser vært utført i området (Dammyr, 2016; Hanssen og Myrvang, 1986).

Detaljert beskrivelse av hendelsene i tunnelene er gitt av Dammyr (2016). Berget omtales som hardt og sprøtt. Det ble dannet «kjøler» i taket (engelsk: «breakout» eller «v-shaped notch») på grunn av *avskalling* ved bergslag.

Bruddmekanismen ved bergslag har nær tilknytning til mekanismen bak eksfoliasjonssprekker på terrengoverflaten. Prosessen beskrives av Nilsen og Broch (2012) å være forårsaket av såkalt lengdesplitting. Berget splittes i to parallelt med høyeste spenning. Dette skjer på grunn av at spenningene må omdirigeres rundt det nylig utgravde bergrommet slik at spenningene parallelt med bergoverflaten i noen områder blir store. Dersom de tangentielle spenningene (betegnet σ_{θ}) blir større enn styrken på berget, får man bergslag (Li, 2015).

Bruddutviklingen ved bergslag er kartlagt i detalj i forbindelse med det såkalte Mine-By-eksperimentet, hvor man prøvde å påvise størrelsen på forstyrret sone rundt en bergåpning i Canada (Martini, Read og Martino, 1997). En testtunnel ble svært forsiktig drevet, og bruddets utvikling ble nøye kartlagt. Det ble funnet at bruddutviklingen grovt kan deles inn i fire faser: «Initiation, process zone, slabbing and spalling, stabilization». Disse begrepene er oversatt av forfatteren til de norske begrepene bruddinitiering, bruddutviklingszone, bergslag og stabilisering. Punktvis beskrivelse av fasene, gjengitt etter Martini, Read og Martino (1997) følger:

Bruddinitiering: Mikrosprekker oppstår i en sone fremfor stoffen. Spenningsnivået kan senere i oppgaven ses i sammenheng med størrelsen «fracture initiation» (σ_{ci}), se kapittel 4.1.1.

Bruddutviklingszone: Når stoffen beveger seg $\frac{1}{2}$ - 1 m forbi sonen hvor bruddet har oppstått, utvikler bruddet seg videre i en smal sone som er 5-10 cm bred. Sprekker utvikler seg videre i dette området. Sonen kalles «process zone», se figur 2.13.

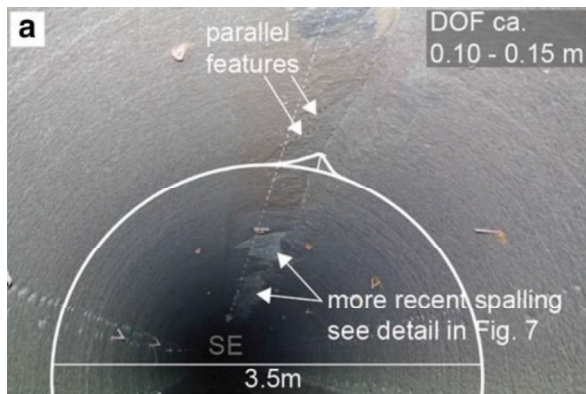
Bergslag: Når bruddutviklingssonen har utviklet seg langt nok, kan bruddene utvikle seg sidelengs slik at større flak bryter løs fra berget. Dette blir også omtalt som avskalling. Mye energi kan bli raskt frigjort, og bruddene kan være av en voldsom karakter. Bruddmekanismene

er, som omtalt tidligere, splitting parallelt de høye tangentialspenningene, og også skjærbrudd. Sonen kan utvikle seg videre innover i berget og danne en «kjølstruktur» (se figur 2.12).

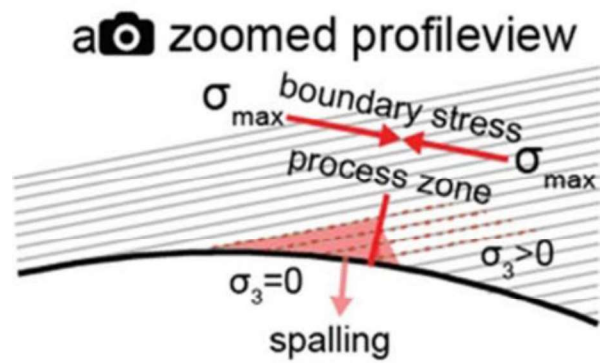
Stabilisering: Dersom kjølen som oppstår danner tilstrekkelig innspenning for bruddutviklingssonen som utvikler seg i midten, stabiliserer bruddet seg. Dersom dette ikke skjer, kan en få fullstendig kollaps av tunnelen. En annen merknad er at dersom flakene blir hengende etter at avskallingen har funnet sted, har man det som betegnes som *bomberg* eller *bomt berg*. Navnet kommer av at når flakene slås med en geologisk hammer får man en hul lyd som følge av sprekken som finnes bak flaket.

Figur 2.12 og figur 2.13 viser utviklingen av en kjølstuktur i en vannkrafttunnel i Kobbelv-området. I dette tilfellet ser man at avskallingen har større effekt i venstre side av figuren. Dammyr (2016) viser til dette som et av flere eksempler på hvordan foliasjon påvirker bruddutviklingen ved kjøldannelsen. Figurene viser avskalling i hengen, som førte til to dødsfall under driving. Avskallingen rapporteres å også ha skjedd i taket i områder hvor man ville forvente større spenninger i vertikal retning på grunn av topografi, noe som tyder på at det er betydelige horisontale spenninger i området (Dammyr, 2016).

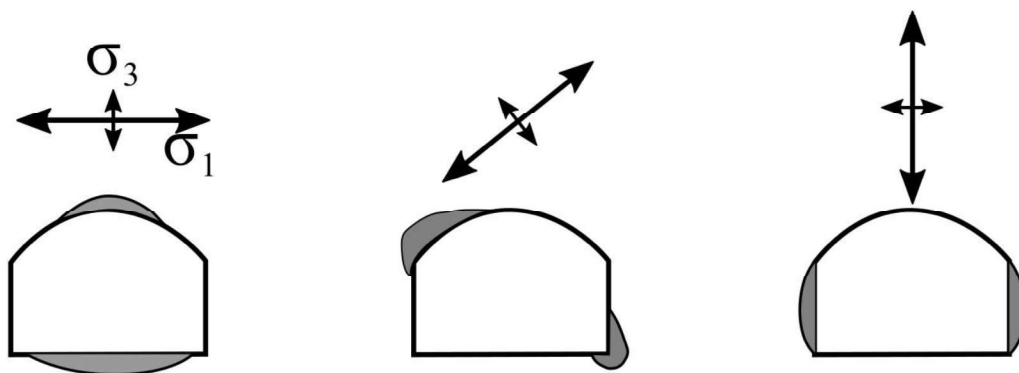
Figur 2.14 viser hvor i tunneler bergslag oppstår avhengig av retningen på største hovedspenning, ved anisotrope spenningsforhold. Ved høye horisontalspenninger, oppstår stabilitetsproblemene i hengen (tunnelens «tak» betegnes som «hengen», og «gulv» betegnes som «såle»). Med høye vertikalspenninger oppstår de i vegger.



Figur 2.12 – Kjølstuktur i hengen på vannkrafttunnel i Kobbelv-området (Dammyr, 2016).



Figur 2.13 – Skisse som viser bruddutviklingszone («process zone»), avskalling («spalling»), «boundary stress» (σ_{θ}) og foliasjon (rette linjer) (Dammyr, 2016).



Figur 2.14 – Hvor i tunnelens tverrsnitt stabilitetsproblemer oppstår på grunn avskalling, ved anisotropisk spenningsfordeling (Selmer-Olsen og Broch, 1977).

3. Feltundersøkelser

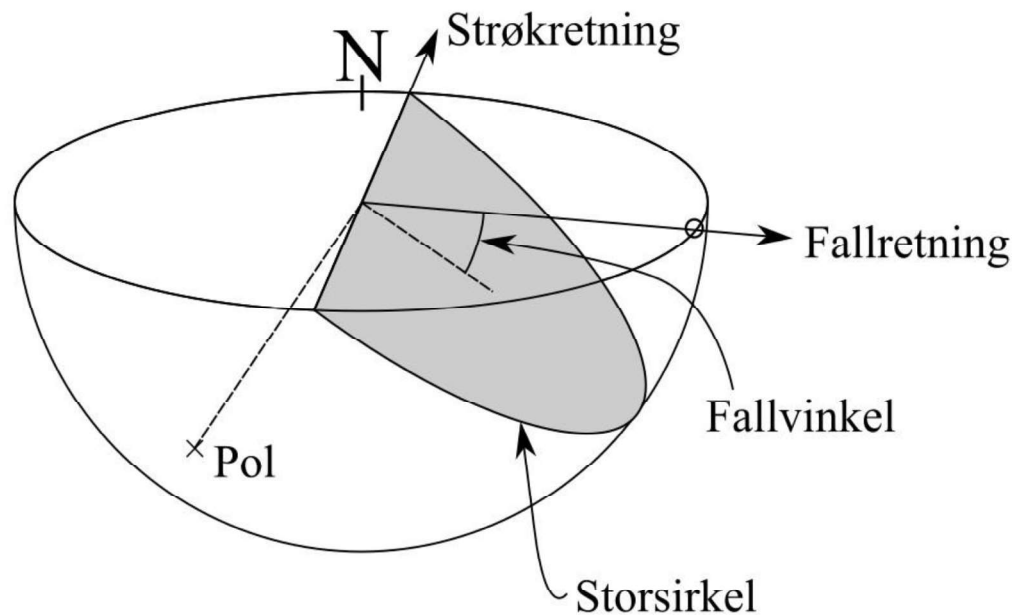
Feltundersøkelsene ble utført som en del av forfatterens fordypningsprosjekt i emnet TGB4500 ved NTNU, høsten 2017 (Olsen, 2017). I dette kapitlet presenteres en oversikt over feltarbeidene, som er bearbeidet våren 2018 fra dataene som ble samlet inn under fordypningsprosjektet. Fra registreringene er det gjort tolkninger om bl.a. bergartens egenskaper, oppsprekking, sprekkenes skjærstyrke, svakhetssoner og bergmasseklassifisering. En bergartsprøve ble transportert til Trondheim for laboratorietesting av indeks-, styrke- og elastisitetsegenskaper ved bergarten, mer om dette i kapittel 4. Kapittel 3 er bygget opp med teoretisk bakgrunn for tolkning, og metoden som ble benyttet under feltkartleggingen først. Deretter presenteres resultatene fra feltkartleggingen og tolkede egenskaper.

3.1. Teori og metode

3.1.1. Detaljoppsprekking

Det er en velkjent problemstilling at diskontinuiteter i bergmassen er av vesentlig betydning for stabiliteten til et berganlegg. Selv om bergarten har betydelig styrke kan stabilitetsproblemer oppstå i tunneler som følge av at blokker definert av diskontinuiteter settes i bevegelse. Diskontinuitetene påvirker også spenningsbildet, avhengig av deres evne til å overføre spenninger. Diskontinuitetene kan betegnes som *stikk*, *riss*, *sprekker* eller *slepper* avhengig av hvor langt de går (hvor *utholdende* de er), hvor åpne de er, dannelsesprosessene, og eventuelt fyllmateriale. De fleste sprekkeflatene som er målt i felt faller innenfor definisjonen for sprekker, derfor brukes begrepene *oppsprekking* og *sprekker* i stedet for *diskontinuitetsplan* videre i oppgaven. Avhengig av dannelsesprosessene kan de også være plane eller krumme, men de betraktes vanligvis som stykkevis plane (Nilsen og Broch, 2012).

Retningen til disse diskontinuitetsplanene er altså av vesentlig betydning. Planet kan defineres med to rette linjer, vanligvis en horisontal, og en som ligger i planets bratteste retning. I denne oppgaven er det valgt å benytte konvensjonen hvor plan defineres av fallretning og fall, med mindre noe annet er oppgitt. Retningene vises i figur 3.1, hvor diskontinuitetsplanet er tegnet som en grå halvsirkel i nedre del av en halvkule. I figuren er strøkretningen N005°Ø. Fallretningen er vinkelen mellom denne retningen og nord, og er i eksempelet N095°Ø. Fallvinkelen er omtrent 35-40° i eksempelet (Nilsen og Broch, 2012).



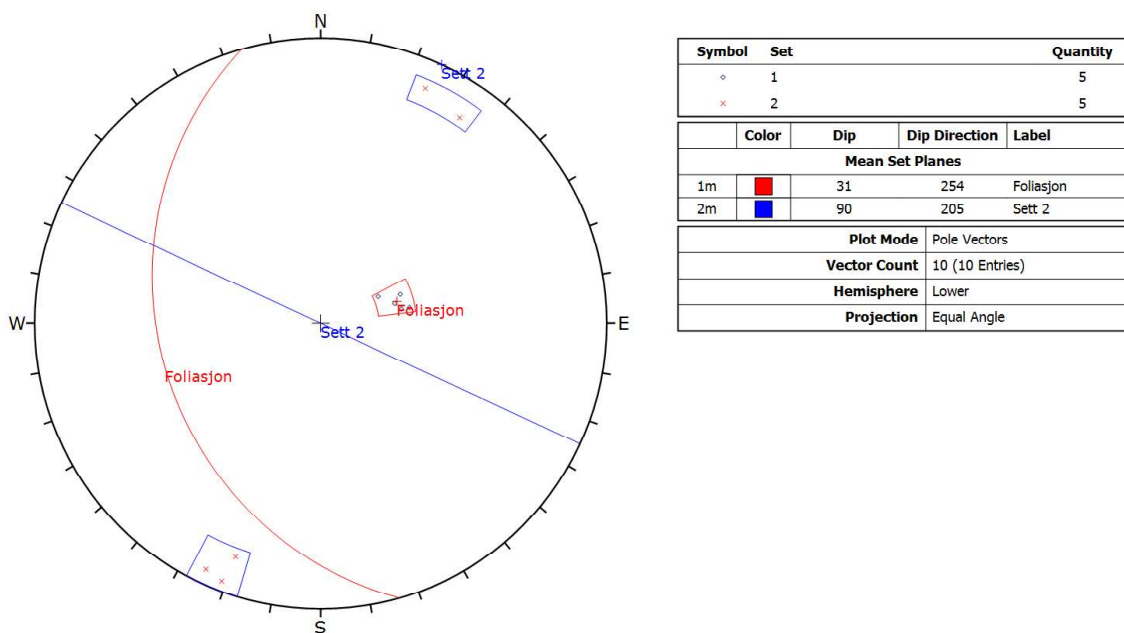
Figur 3.1 – Forklaring av begrepene strøkretning, fallretning, fallvinkel, pol og storsirkel som benyttes i beskrivelsen av sprekker. Figuren er modifisert fra Nilsen og Broch (2012).

Resultatene av sprekkemålinger presenteres med *stereografisk projeksjon*. Da benyttes det en nedre-halvkule-projeksjon hvor enkeltmålinger av sprekkeplan presenteres med en såkalt *pol*. Polen definerer planet med skjæringspunktet mellom halvkulen og linjen som står normalt på planet. Polens klokkevisе horisontale vinkel mot nord og fall er gitt fra ligning (5) og (6). I eksempelet fra figur 3.1 blir polens vinkel mot nord og fall henholdsvis N275°Ø og 50-55°. Alternativet til å plote poler er å plote storsirkelen, som projisert får økende avstand fra senter i sirkelen med mindre fallvinkel. Det er valgt å benytte poler til å plote enkeltplan, og storsirkler til å plote tolkede gjennomsnitt for de ulike sprekkesettene. Konsentrasjonen av poler gir informasjon om hvor *hyppig* oppsprekkingen er tolket å være. Hyppigheten betegnes λ (i henhold til Priest og Hudson, 1976) og er antall sprekker per meter. Under kartleggingen må hyppigheten til sprekke tas hensyn til sammen med posisjonen til målingene for å sørge for at presentasjonen av oppsprekking gir et statistisk riktig bilde av situasjonen i området et enkelt plott skal gjelde for. Denne problemstillingen er omtalt av Nilsen og Broch (2012).

$$\text{Polens klokkevisе vinkel mot nord} = \text{fallretning} + 180^\circ \quad (5)$$

$$\text{Polens fall} = 90^\circ - \text{fallvinkel} \quad (6)$$

Ved hjelp av programvaren *Dips*, tilgjengelig fra RocScience (2018c), kan man utføre analyse av sprekkese. Dette kan gjøres ved hjelp av programvarens funksjonalitet som beregner gjennomsnittlig fallretning og fall fra en såkalt «cluster analysis». Metoden tar inn en samling datapunkter innenfor en gitt konus, for eksempel med 25° som maksimal vinkel. Alle målinger innenfor en slik konus registreres, så beregnes gjennomsnittet av målingene til sprekkese. Et eksempel hvor en slik analyse er utført er vist i figur 3.2. I figuren finnes gjennomsnittet av to samlinger av datapunkter, hvert med 5 punkter.



Figur 3.2 – Analyse av sprekkers gjennomsnittlige fallretning og fall ved hjelp av *Dips*. Analysen viser gjennomsnitt av fallretning og fall for 2 sprekkese. Eksempelet er tatt fra posisjon 19.

Andre egenskaper av interesse er sprekkenes *ruhet*, fyllmateriale, vannforhold og skjærstyrke. Disse egenskapene påvirker blokkers sannsynlighet for å gli. De påvirker også bergmassens samlede egenskaper. Ruheten til sprekkeflaten beskrives etter ISRM (1978b) (*International society of rock mechanics*) (Vedlegg I) på småskala og mellomskala. Småskala defineres fra bølger på millimeterskala langs 10 cm lange linjestykker, og beskrives kvalitativt som *ru*, *glatt* eller *glidespeil*. Mellomskala definerer om sprekkeflaten er *hakkete*, *bølgete* eller *plan* langs et 1 meter langt linjestykke.

Sprekkers skjærstyrke kan anslås etter empiriske kriterium som er gjengitt fra Barton og Bandis (1990) i ligning (7). Størrelsene som inngår i ligningen er normalspenning på sprekkplanet, en

Kapittel 3. Feltundersøkelser

koeffisient for ruhet (JRC), en for sprekkestyrke (JCS) og en for residual friksjonsvinkel (ϕ_r). Ligning (9) viser hvordan residual friksjonsvinkel kan anslås som funksjon av basis friksjonsvinkel (ϕ_b), og målinger fra Schmidt-hammer (r for forvitret «in-situ» overflate og R for uforvitret sprekkeflate eller sagd flate) (Barton og Choubey, 1977). JRC anslås ved å måle 10 cm lange sprekkeprofiler med *profilmal* (se figur 3.7) og etter beste evne sammenligne disse med standardprofiler som er vist i Vedlegg J (Barton, 2013). Grøneng og Nilsen (2009) betegner denne størrelsen som JRC_0 . Grøneng og Nilsen viste hvordan JRC varierer som funksjon av lengden på målingen av sprekkeflaten. Ligning (8) viser en sammenheng for å generalisere ruheteskoeffisienten til sprekkeflater av andre lengder (L_n) fra ruhetsprofilene som er målt i med *profilmal* (da er L_0 10 cm) (Grøneng og Nilsen, 2009). JCS bestemmes ved å måle reflektert energi ved slag mot sprekkeflaten. Måleinstrumentet som benyttes kalles en «Schmidt-hammer». Aydin (2008) utarbeidet en standard for ISRM, for utførelsen av Schmidt-hammer målinger. Standarden gir hvordan den virker, en prinsippsskisse er gjengitt i figur 3.3. I ladd tilstand drar den nedre fjæren et stempel mot den sylindriske hammeren. Den reflekterte energien dytter stempelet en gitt avstand tilbake, og drar med seg indikatoren tilbake dit verdien (r) leses av. Den andre fjæren benyttes til å nullstille apparatet. Avlest verdi må korrigeres for vinkelen hammeren holdes mot sprekkeflaten. Korreksjonen for type L-hammer (som anbefales når UCS er i området 20-150 MPa) er vist i figur 3.4 (Aydin, 2008). De høyeste 10 (av 20) målingene fra Schmidt-hammeren brukes til å lese av verdi for JCS i Vedlegg K (Grøneng og Nilsen, 2009). Basis friksjonsvinkel måles i lab, se kapittel 4. Forholdet mellom Schmidt-hammer-måling for uforvitret og forvitret sprekkeflate blir ikke målt i denne oppgaven, på grunn av de utfordringer det innebærer å måle refleksjonsverdien for uforvitrede sprekkeflater. Kun forvitrede «in-situ» sprekkeflater er målt. Forholdstallet r/R anslås derfor på grunnlag av observert forvitring i felt. Dersom sprekkeflaten er helt uforvitret er r lik R .

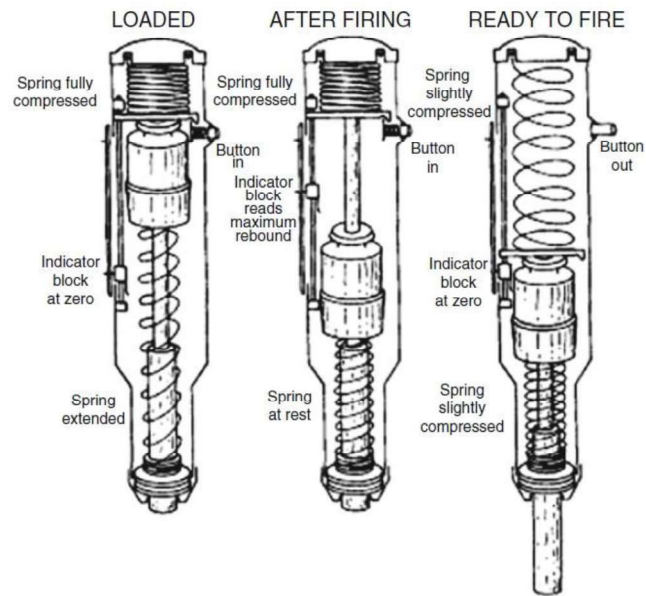
$$\tau = \sigma_n \tan \left[JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] \quad (7)$$

$$JRC_n \approx JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0,03JRC_0} \quad (8)$$

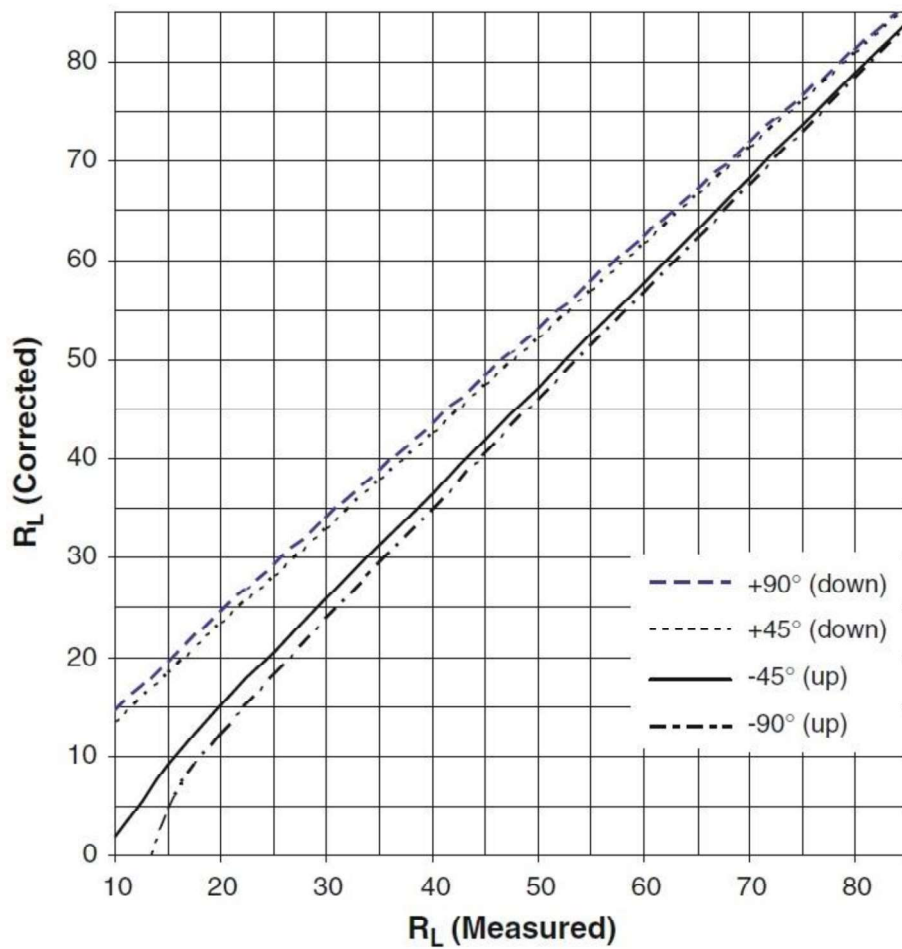
$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20(r/R) \quad (9)$$

σ_n er normalspenning på sprekkeplanet.

ϕ_r er residual friksjonsvinkel.



Figur 3.3 - Prinsippkisse som viser hvordan schmidt-hammeren virker (Aydin, 2008).



Figur 3.4 - Korreksjon for vinkelen på hammeren mot sprekkeflaten (Aydin, 2008).

3.1.2. Svakhetssoner

Svakhetssoner i terrenget kan være en følge av svake bergartslag eller *tektoniske bruddsoner*. Det har vanligvis vært bevegelse mellom flatene i en tektonisk bruddsone. Disse påvirker per definisjon store områder, og kan på mindre skala antas å være plane. Det gjelder særlig når de står steilt. Sonene kan deles inn som *strek-* eller *skjærbruddsoner*. Alternativt kan de beskrives som *spaltesoner* eller *knusingssoner*. Knusingssonene er karakterisert av en gradvis overgang med økende hyppighet av oppsprekning. Disse er igjen inndelt etter oppknusingsgrad, og etter eventuelt leireinnhold og forvittringsgrad (Nilsen og Broch, 2012).

Svakhetssoner fremkommer i terrenget som kløfter eller depresjoner, som ofte er delvis oppfylt med løsmasser. I ingeniørgeologisk forstand blir det vesentlig å følge svakhetssonene mot dyp, for å finne ut hvordan best å plassere et berganlegg, alternativt hvor man forventer størst stabilitetsproblemer. Da må man anslå svakhetssonenes forløp mot dyp. Under antakelsen om at sonen er relativt plan kan dette gjøres på flere måter. I områder karakterisert av harde bergblotninger, slik som forventes i studieområdet, kan svakhetssonene representere områder hvor vegetasjon lettere slår rot. Det gjør det enklere å følge svakhetssonene på flyfoto, slik at analyser av topografi og svakhetssoners utgående kan gi et anslag for svakhetssonens forløp mot dyp. En annen metode er å måle oppsprekking i nær relasjon til sonen. Den siste som benyttes i denne oppgaven, er å evaluere depresjonen i terrenget rundt sonen (Nilsen og Broch, 2012).

I det følgende beskrives metoden som benyttes i analysen av flyfoto til å beregne forløpet til en svakhetszone mot dyp. Dersom en svakhetszone antas å være synlig på et flyfoto kan denne tegnes over på et topografisk kart. Dersom kartet er nøyaktig nok, kan man beregne sonens utgående ved hjelp av geometri. Det forutsetter at man kjenner, eller kan konstruere, to strøklinjer (linjer parallelle med strøkretningen) på ulike høyder i planet. Dersom to strøklinjer ikke er kjent, kan man konstruere de dersom 3 punkter som ikke ligger på samme strøklinje er kjent. Dersom flere punkter er kjent øker det nøyaktigheten på analysen. Figur 3.5 viser et eksempel hvor to stiplede strøklinjer med to kjente høyder (h_1 og h_2 , i eksempelet er h_1 større enn h_2) er anslått. Ut i fra forutsetningen om at fallretningen står vinkelrett på strøkretningen kan svakhetssonens fallretning (θ) fra nord beregnes. Svakhetssonenes fall (α) beregnes ved hjelp av ligning (10).

Svakhetssonens forløp mot dyp langs en annen linje enn fallretningen kan beregnes ved hjelp av ligning (11). Ligningen er utledet fra de trigonometriske funksjonene for de tre involverte vinklene. Det tilsynelatende fallet til svakhetssonen vil være minkende når vinkelen mellom

linjene (δ) går fra 0° mot 90° . Figur 3.6 viser hvordan det tilsynelatende fallet til en grå svakhetszone blir mindre langs linjen parallell med tunneltraséen enn med linjen parallell med fallretningen.

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{\Delta h}{\Delta L} \right) \quad (10)$$

$$\tan \alpha_t = \tan \alpha \cos \delta \quad (11)$$

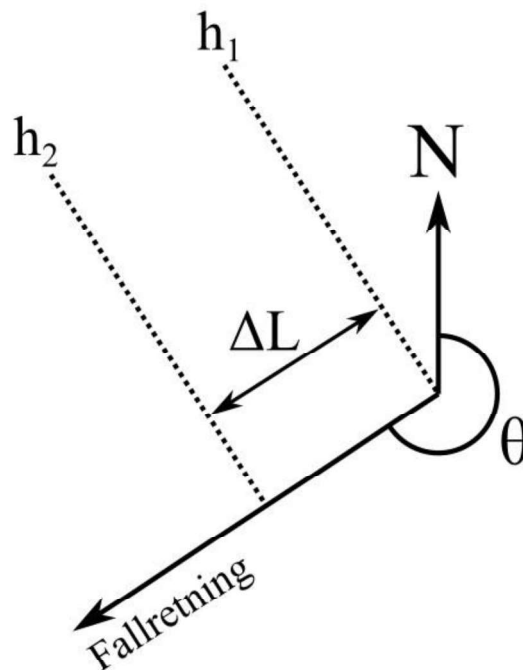
α er svakhetssonens fall

Δh er høydeforskjellen mellom strøklinjene ($h_1 - h_2$ når h_1 større enn h_2).

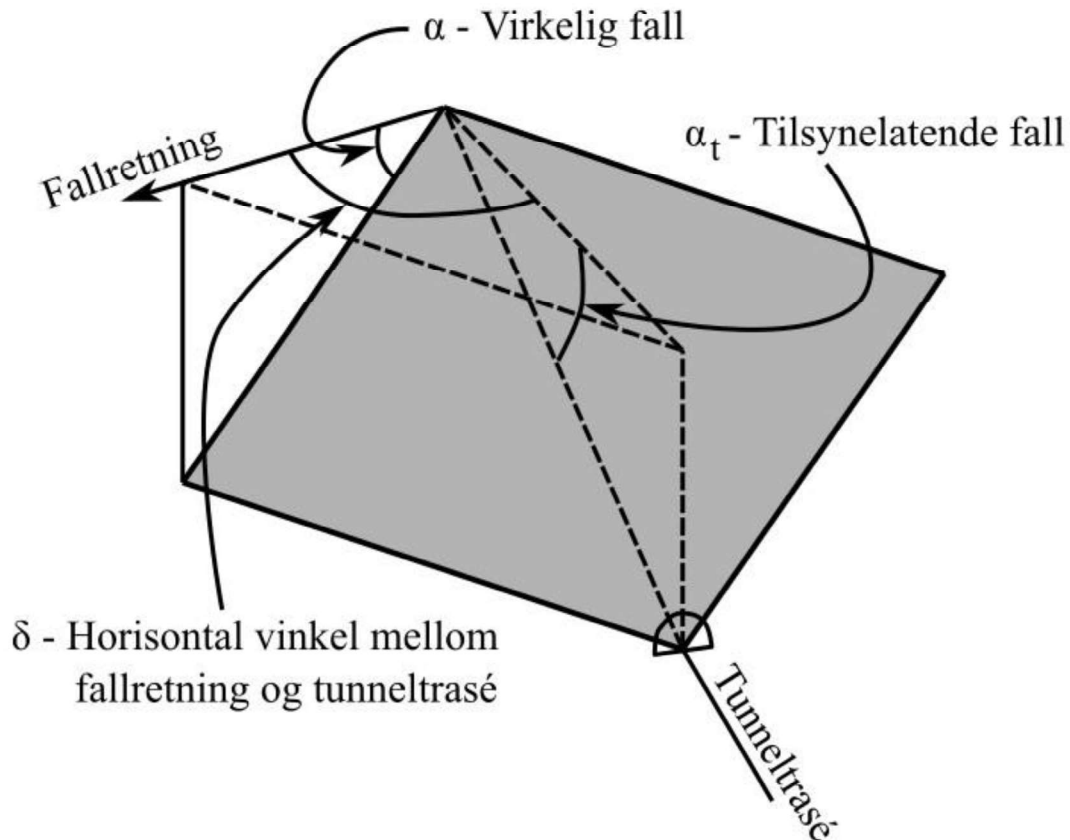
ΔL er horisontal avstand mellom strøklinjene h_1 og h_2 .

α_t er tilsynelatende fall av en svakhetszone langs tunneltraséen.

δ er horisontal vinkel mellom sonens fallretning og tunneltraséen.



Figur 3.5 – Beregning av svakhetssoners forløp mot dyp.



Figur 3.6 - Skisse som viser sammenhengen mellom parameterne for beregning av tilsynelatende fall.

3.1.3. Bergmasseklassifikasjon

Tre ulike klassifikasjonssystemer benyttes i denne oppgaven. Systemene er «*Rock Quality Designation*» (RQD), *Q-verdi* (Q) og «*Ground Strength Index*» (GSI). Systemene forsøker på ulike måter å kvantifisere bergmassens kvalitet ut i fra parametere som oppsprekingsgrad, sprekkenes egenskaper, og vann- og spenningsforhold. Metodene beskrives i det følgende.

RQD er en enkel klassifikasjonsmetode som kvantifiserer hvor oppsprukket bergarten er. Metoden bruker en boret kjerneprøve av gitt lengde. På grunn av bergartens oppsprekking vil kjernen være inndelt i kjernestykker av ulik lengde. RQD er definert som prosentvis andel av kjernestykkene som er lengre enn 10 cm, i forhold til hele kjerneprøvens lengde. Se ligning (12) (Deere, 1964). I stedet for kjerneprøver kan man bruke såkalte «*scanlines*» for å finne RQD fra avstand mellom diskontinuiteter i bergblotninger. En «*scanline*» er en linje langs en bergblotning. Metoden beskrives av Priest og Hudson (1976). Sammenhengen de fant mellom gjennomsnittlig antall sprekker pr. meter langs en «*scanline*» ($\bar{\lambda}$) og RQD er vist i ligning (13). I denne rapporten benyttes RQD som inngangsparameter til de andre klassifikasjonssystemene.

$$RQD = \frac{\sum(\text{Lengden av kjernestykker} > 10 \text{ cm})}{\text{Total lengde på kjernen}} \cdot 100\% \quad (12)$$

$$RQD = 100e^{-0,1\lambda}(0,1\lambda + 1) \quad (13)$$

Q-verdi benyttes til å bestemme bergsikringsbehovet for tunneler, som beskrevet i kapittel 2.1.2. Q-verdien klassifiserer bergmassens egenskaper som god (høye verdier) eller dårlig (lave verdier) basert på 6 faktorer. Metoden gjengis i det følgende fra NGI (2015). Q-verdien bestemmes fra ligning (14). Parameterne i ligningen bestemmes på grunnlag av tabeller fra NGI. Tall for sprekkesett (J_n) får lavest verdi i massivt berg med få sprekker, og høyere verdi med økende antall sprekkesett. Sprekkeruhetstallet (J_r) bestemmes ved å karakterisere sprekkers ruhet på mellomskala og småskala. Det gjøres ved å sammenligne sprekkeprofiler med Vedlegg I. De høyeste verdiene gis til de mest ru sprekkeene. Tall for sprekkefyll (J_a) får verdier fra kvalitative beskrivelser av eventuelt materiale i sprekkeene, og omvandlingsgrad (forvitring) på sprekkeflatene. De høyeste verdiene gis til svært glatt eller svellende leire. Lave verdier tilskrives sprekker som ikke har fyll eller overflateomvandling. Sprekkevannstallet (J_w) beskrives kvalitativt fra vannmengden i et bergrom. Høye verdier tilskrives tørre bergrom, lave verdier tilskrives ved stor innstrømming av vann. Bergspenningsfaktoren (SRF) tar hensyn til spenningsforholdene i tunnelen. Høye spenninger kombinert med lav bergartsstyrke gir de største verdiene, som er mest ugunstig for bergmassekvaliteten. Dette er forholdene som foreligger når en får bergslag, som beskrevet i kapittel 2.3.3. De laveste verdiene for SRF gis ved moderate spenninger som har en gunstig fordeling. Særlig lave spenninger (for eksempel ved lav overdekning) kan være ugunstig for stabiliteten da avlastede sprekkeflater har lavere skjærstyrke (se ligning (7) på side 34). Da blir verdien for SRF høyere enn ved moderate spenninger. Bergspenningsfaktoren SRF settes ikke lavere enn 2,5 under kartleggingen på grunn av lav overdekning, og informasjonen som er funnet om mulig høye horisontale spenninger, som kan være ugunstig i kombinasjon med sprekkeretningen. Den settes til 5 i lokaliteter hvor det er mindre enn 30 meter overdekning. Det gjøres fordi forholdet σ_2/σ_1 kan antas å være relativt lavt (se kapittel 2.3.1. og 2.3.2) og at disse spenningsforholdene må anses som ugunstige.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (14)$$

Kapittel 3. Feltundersøkelser

GSI er en annen bergmasseklassifisering, som bestemmes på grunnlag av to egenskaper. Disse er overflatetilstanden til diskontinuitetene, og oppsprekingsgrad, se figuren i Vedlegg L (Marinos og Hoek, 2000). GSI benyttes som inngangsparameter for å anslå bergmassens styrke med det såkalte Hoek-Brown-kriteriet i kapittel 5.2.2. GSI bør kun benyttes for dette formålet når oppsprekningen er tettere enn tunnelens tverrsnitt. Når dette ikke er tilfelle, er stabiliteten styrt av blokkers evne til å skli langs diskontinuitetene. Denne problemstillingen er diskutert av Marinos, Marinos og Hoek (2005).

Det finnes korrelasjoner mellom de ulike bergmasseklassifiseringssystemene. Sammenhengen mellom GSI og inngangsparameterne til Q-systemet er vist i ligning (13). Denne er utledet i Hoek, Carter og Diederichs (2013). Verdien for GSI betegnes «GSI'» dersom den er beregnet med ligning (15), og som «GSI» dersom den er anslått på kvalitativt fra Vedlegg L.

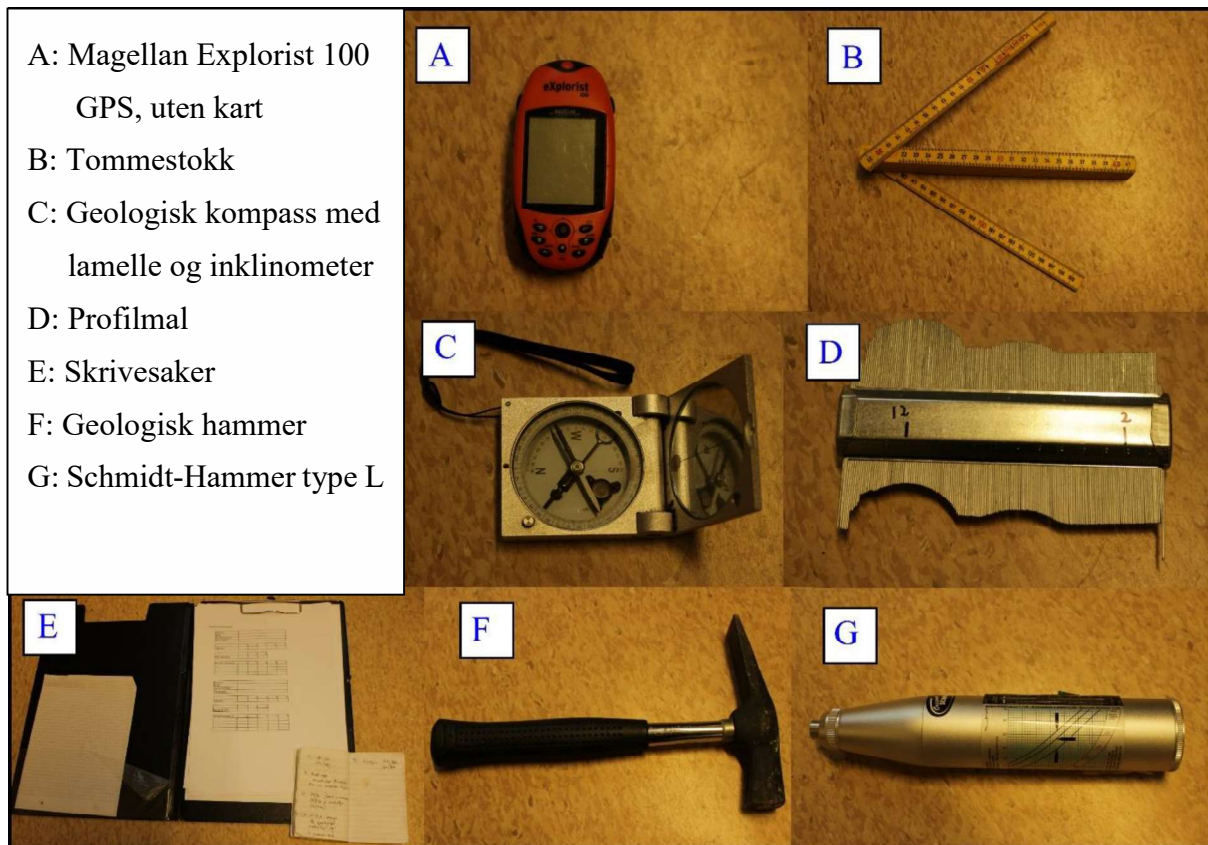
$$GSI' = \frac{52 \cdot \frac{J_r}{J_a}}{\left(1 + \frac{J_r}{J_a}\right)} + \frac{RQD}{2} \quad (15)$$

3.1.4. Kartleggingsmetodikk

I denne seksjonen diskuteres prosedyren som ble fulgt i felt. Delkapittel 3.1.4. er en bearbeidet versjon fra prosjektrapporten til Olsen (2017). Figur 3.7 viser utstyret som ble benyttet. I tillegg til disse gjenstandene ble det benyttet et Canon EOS 100D kamera.

Valg av årstid for kartleggingen var fastsatt fordi det var nødvendig å utføre kartleggingen under renovasjonsarbeidet (høst 2017). Samtidig var det ønskelig å utføre kartleggingen før det kom snøfall. Derfor ble det valgt å utføre kartleggingen i uke 41, fra 9.-12. oktober.

Posisjon ble målt med en enkel håndholdt GPS, Magellan 100. Det ble lagret et waypoint med ID og posisjonsdata. GPSen registrerer også en omtrentlig nøyaktighet, som ble notert. I de fleste tilfeller er den i størrelsesorden 5-10 m. Punkter som ble lagret dobbelt eller av andre grunner ikke ble brukt blir hoppet over, dermed blir enkelte posisjoner ikke brukt. Dette gjelder posisjon nr. 3-7, 55-57 og 60. Siden denne GPSen ikke har kart, var det også nødvendig å bruke et papirkart for å se hvilke områder som var tilstrekkelig dekket av kartleggingen, og hvilke som fortsatt ikke var besøkt. Et arbeidskart i passende målestokk ble skrevet ut og modifisert med grid-linjer sammenhengende med UTM-koordinatsystemet (WGS84).



Figur 3.7 - Utstyr benyttet under feltkartlegging. (Foto: Ole-Jakob Olsen)

Bilder registreres med posisjon og retning. I noen tilfeller ble kompasset benyttet for å måle retningen på bilder. Alle bildene i kapittel 3.2. er tatt av forfatteren under feltkartleggingen, med mindre annet er oppgitt.

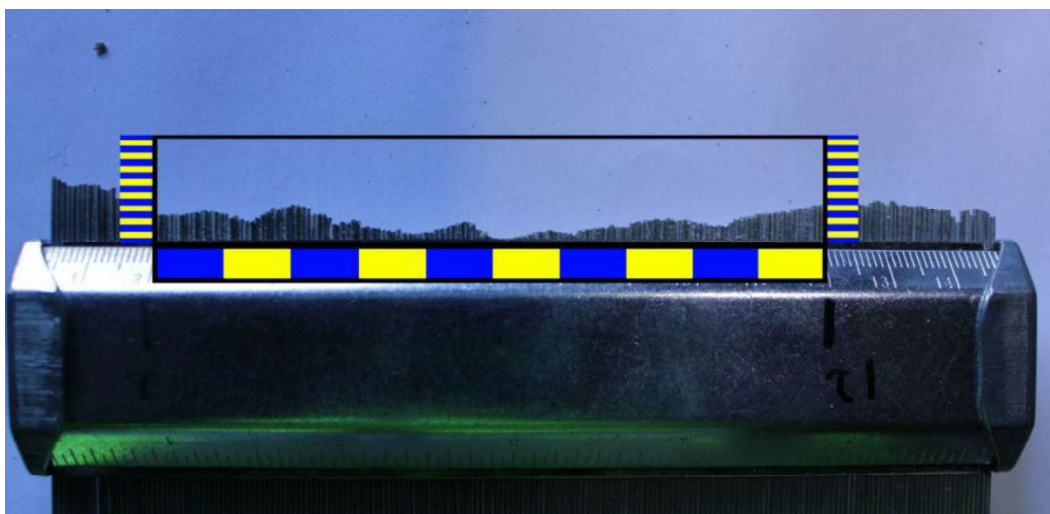
Bergarten ble løpende vurdert. Visuell observasjon og bilder av bergarten i samspill med bruk av geologisk hammer gir informasjon om bergarten og egenskaper ved den.

Detaljoppsprekking blir særlig vektlagt i kartleggingen. I tillegg til retningen på oppsprekkingen (rapportert som fallretning/fall), må andre egenskaper ved sprekkeene som hyppighet (gjennomsnittlig sprekkeavstand), utholdenhet (hvor langt sprekkeene går), ruhets- og vannforhold, og sprekkefyll registreres. Fall og fallretning ble registrert ved hjelp av det geologiske kompasset. Etter kartlegging ble disse registrert i eget excel-ark hvor hver måling fikk et originalt ID-nr, og posisjonen til målingen ble logget. Sprekkeavstanden for de ulike sprekkeretningene ble anslått i posisjoner hvor det var mulig å få informasjon om dette. Andre egenskaper ble notert avhengig av hva som ble observert i posisjonen.

Svakhetssoner - Flyfotostudier er utført for å anslå svakhetssonenes forløp mot dyp. I tillegg ble sprekkemålinger i nærheten av svakhetssoner særlig vektlagt. Bilder ble tatt i forskjellige

vinkler i forhold til svakhetssonene, da terrengdepresjonens form kan gi informasjon om forløpet til sonene i dypet.

Sprekkeruhet og -styrke – Å anslå parameterne til Barton-Bandis-kriteriet (ligning (7)) var en av de mest tidkrevende arbeidsprosessene i felt. Når en sprekkeflate var identifisert ble den først målt med hensyn på fall og fallretning, og fotografert. For en enkelt sprekkeflate ble det tatt bilde av 3 ruhetsprofiler med profilmalen mot hvit bakgrunn. Deretter ble det tatt 20 målinger med Schmidt-Hammeren, hvor det minst var 3 cm mellom hvert slag. For å digitalisere resultatene ble det benyttet et bilderedigeringsprogram. En ramme ble laget som ble skalert etter bildet og superponert over et 10 cm langt stykke av profilmalen (se figur 3.8).



Figur 3.8 - Profilmal som viser hvordan resultatene ble digitalisert. (Foto: Ole-Jakob Olsen)

Tunnelkartlegging i Tømmernestunnelen ble utført siste dag av feltarbeidet. Det var ønskelig å ferdigstille kartleggingen i overflaten først, slik at den ikke ble påvirket av observasjoner fra tunnelen. Posisjonen ble anslått fra profilnummer som var skrevet på veggene, omtrent hver 20. m. Som i overflaten, ble det forsøkt å gi et representativt bilde av detaljoppsprekkingen. I tillegg til å måle sprekkeflater, ble omtrentlig gjennomsnittlig avstand mellom disse registrert. Noe eksisterende sikring ble også registrert. Områder hvor det ble observert svakhetssoner, nedfalte blokker og sprekkefyll ble vektlagt under kartleggingen i tunnelen.

3.2. Resultater fra feltarbeidene

I de følgende delkapitlene presenteres resultatene fra feltkartleggingen, først bergartsfordelingen i området. Deretter gjennomgås observasjoner av terreng, oppsprekking, svakhetssoner, og bergmasseklassifisering for 16 lokaliteter fordelt i området rundt Tømmernestunnelen. Resultater vises fra sprekkekartlegging i dagen og i tunnelen. Sprekkenes

ruhetsegenskaper og sprekkestyrke som målt med profilmal og Schmidt-hammer presenteres. Svakhetssonenes forløp mot dyp er tolket, basert på flyfotoanalyser og måling av strukturer i relasjon til svakhetssonene. Ut i fra observasjonene er det tegnet et geologisk tolkningskart, og geologisk lengdesnitt langs tunnelen. Fra anslag om bergmassekvalitet langs tunneltraseen er sikringsbehovet anslått.

3.2.1. Innsamlede data

Det er samlet inn data i posisjoner nummerert 1-65. Noen av de overlappende posisjonene, og de som falt utenfor valgt kartutsnitt for det geologiske tolkningskartet, er fjernet. Da gjenstår det totalt 46 posisjoner. I samtlige posisjoner er GPS-koordinatene lagret. Koordinatene som brukes i oppgaven er tilgjengelig i Vedlegg M. Dette vedlegget viser også et geologisk kart med posisjonene påtegnet. Videre er det samlet informasjon om bergartsfordelingen i området. Det er utført måling av fallretning og fall for 232 sprekker i dagen, og 49 sprekker i Tømmernestunnelen, disse finnes i Vedlegg N og O. Der det var mulig er det registrert utfyllende informasjon om sprekkeene, slik som utholdenhet, hyppighet og ruhet. Ruhet er målt med profilmal i 2 posisjoner, med totalt 9 målinger. På de samme flatene er det samlet inn totalt 60 Schmidt-hammer-målinger. Noe informasjon om svakhetssonenes forløp foreligger også fra feltkartleggingen, i form av bilder av terrengdepresjonene i forbindelse med sonene.

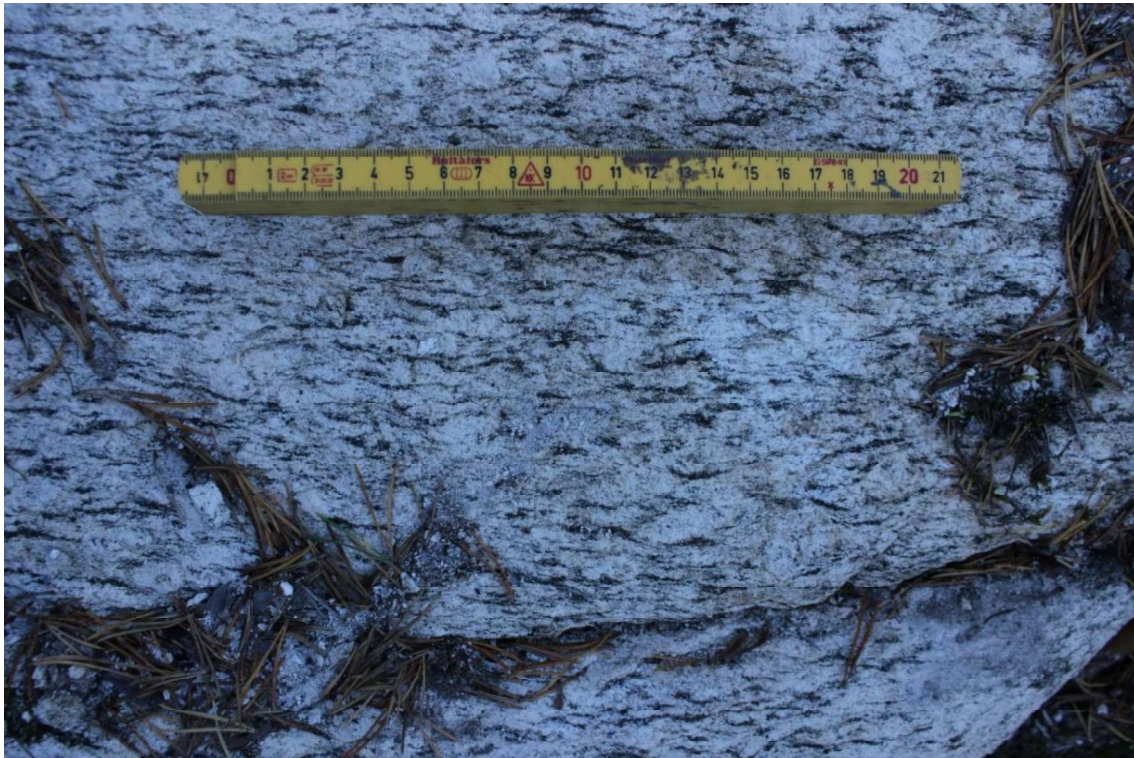
3.2.2. Bergart

Bergarten i området ble i felt vurdert å sannsynligvis være en granittisk gneis, og det er observert lite variasjon i mineralsammensetning. Et unntak er at det i lokalitet 4 er registrert et større innhold av kvarts. Bergarten viser en markert foliasjon målt til retning (fallretning/fall) $255^{\circ}/30^{\circ}$, som er parallell med bergartens sprekkesett 1. Mørke mineraler antas å være biotitt, og er foliasjonsparallell med lengder opp til 20 mm og bredder på omtrent 3 mm.

3.2.3. Lokalitetsbeskrivelser

Posisjonene er delt inn i lokaliteter sammen med kommentarer som viser hvilke observasjoner som var av særlig interesse i områdene. Figur 3.10 og tabell 3.1 viser inndelingen som er valgt. Lokalitetsbeskrivelsene er i hovedsak bygget opp på følgende måte:

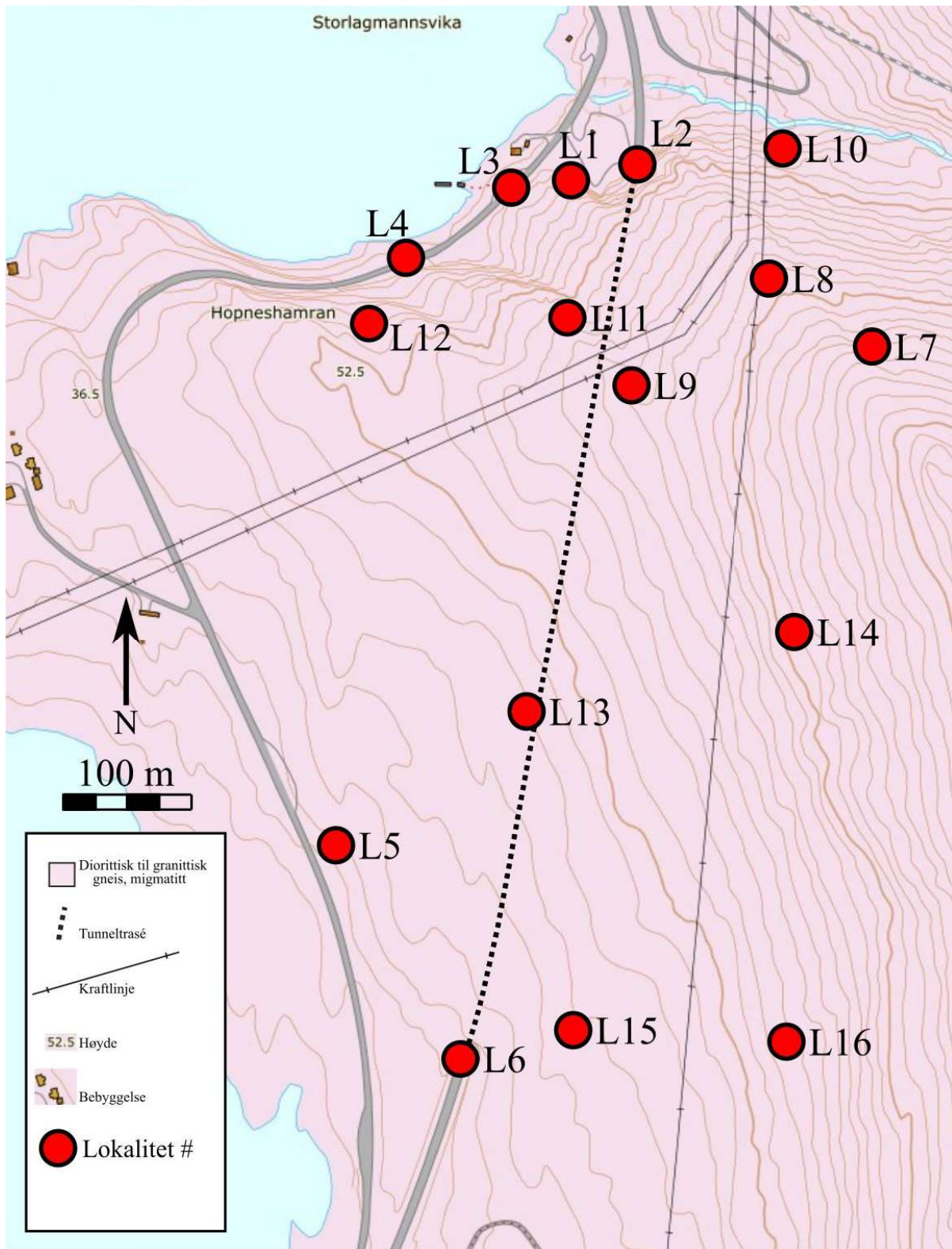
- Kort beskrivelse av lokaliteten, og hva som vurderes som interessant i den.
- Vurderinger om hvilke sprekkesett som finnes i lokaliteten, og eventuell informasjon om sprekkers hyppighet og egenskaper.
- Bergmasseklassifisering etter RQD, Q-systemet og GSI der det er mulig.



Figur 3.9 – Posisjon 23: Blotning som viser ren bergart på grunn av et tre som hadde falt ned med rot, og dratt med seg alt av løsmasser. bergarten har samme mineralsammensetning og -struktur som resten av posisjonene. Dette antas å være en granittisk gneis. Bildet er tatt i omtrent vestlig retning parallelt med foliasjonen.

Tabell 3.1 - Lokalteter med kommentarer.

Lokalitet	Kommentar
L1	Tyskertunnel, detaljert kartlagt.
L2	Portal nord, løs blokk.
L3	Vegskjæring med 2 sprekkesett og svakhetssoner som faller bratt mot NNØ.
L4	Vegskjæring med 1-2 sprekkersett.
L5	Vegskjæring med ett sprekkesett.
L6	Portal sør, eksfoliasjonsoppsprekning. Bergartsprøve tatt for laboratorietesting.
L7	Blotning som viser 2 sprekkesett i sammenheng med svakhetszone.
L8	Svakhetszone med bratt fall, fallretning mot SSV.
L9	Svakhetszone med bratt fall, fallretning mot SSØ.
L10	Skråning med blotninger med overflate mot NNØ.
L11	Svakhetszone med bratt fall, fallretning mot NNØ.
L12	Markert svakhetszone omtrent parallell med foliasjon.
L13	Vegetasjon og bergblotningers karakteristikk i flatt terreng.
L14	Vegetasjon og bergblotningers karakteristikk i bratt terreng.
L15	Eksfoliasjonssprekker i flatt terreng.
L16	(Og sørover) Svaberg uten observerte diskontinuiteter.



Figur 3.10 – Lokalteter påtegnnet på geologiske bakgrunnskart (NGU, 2018).

3.2.3.1. Lokalitet 1: Tyskertunnelen

Tyskertunnelen er et omtrent 50 meter langt bergrom med tverrsnitt som ligner på Tømmernestunnelens tverrsnitt. Merk at tverrsnittet i Tyskertunnelen er noe smalere, og omtrent like høyt. Den ble bygget av tyskerne under 2. verdenskrig, og var tilgjengelig for kartlegging under forundersøkelsene til Tømmernestunnelen. I lokaliteten er det utført detaljert kartlegging av sprekkers fall og fallretning, hyppigheten til sprekkeflaten, ruhetsegenskaper og bergmasseklassifisering. Informasjonen om ruhetsegenskaper og resultater fra Schmidt-hammer-målinger finnes i delkapittel 3.2.6.

Den første observasjonen som ble gjort i tyskertunnelen var en markert plan flate i hengen, parallell med foliasjonen. Flaten er påtegnet med rødt i bilder T5 og T6 i figur 3.12. Flaten tolkes å være dannet av blokknedfall fra sprekkeflaten. Mulige årsaker til at blokkene har falt ned vurderes å være naturlig opptredende sprekker, sprengningsskade eller nye brudd som har oppstått på grunn av spenningsforholdene etter driving.

Under kartleggingen ble sprekker med fallretning omtrent mot nord og sør, med fall i intervallet $80-90^\circ$, antatt å være samme sprekkesett. Analysen av sprekkesett (figur 3.11) viser at det finnes tre ulike sprekkesett i lokaliteten. Disse betegnes herved sprekkesett 1, 2 og 3. Sprekkesett 1 er parallell med foliasjonen, og har er målt til $261^\circ/40^\circ$ i lokalitet 1. Sprekkesett 2 og 3 har målt til gjennomsnitt på $023^\circ/89^\circ$ og $341^\circ/78^\circ$ i lokalitet 1.

Sprekker er telt langs 5 «scanlines» i to retninger fra figur 3.12. Den ene linjen går vinkelrett på foliasjonen, og den andre langs en linje vinkelrett på sprekkesett 2 og 3. «Scanlinene» er 2 meter lange. Analysen viser en gjennomsnittlig hyppighet av sprekker i sprekkesett 1 på 3,9 sprekker/m. Sprekker i sett 2 og 3 er gjennomsnittlig noe mindre hyppige (3 sprekker/m) i denne lokaliteten. Gjennomsnittet fanger derimot ikke opp hele bildet. Disse sprekkeflaten opptreer nemlig hyppigere i soner som er 1-2 meter brede, og sjeldnere utenfor disse sonene. Resultatene fra dette avsnittet er samlet i tabell 3.2. Den høyeste verdien (3,9 sprekker/m) settes inn i ligning (13). Dette gir en RQD på omtrent 94.

Bergmasseklassifiseringen i lokaliteten er basert på følgende vurderinger. Tall for sprekkesett, J_n vurderes til verdien 9, da det finnes 3 sprekkesett i lokaliteten. Sprekkeruhetstallet J_r er bestemt til 2,3 for alle lokaliteter i henhold til vurderingene gjort i kapittel 3.2.6. Tall for sprekkefyll settes til 1, da sprekkeflatene er uomvandlede og uten mineralfylling. Tall for sprekkevann, J_w , settes til 0,66 på grunn av den lave overdekningen Tømmernestunnelen har i dette området. Da må det antas at sprekkeflaten er relativt åpne slik at vann kan komme til. På

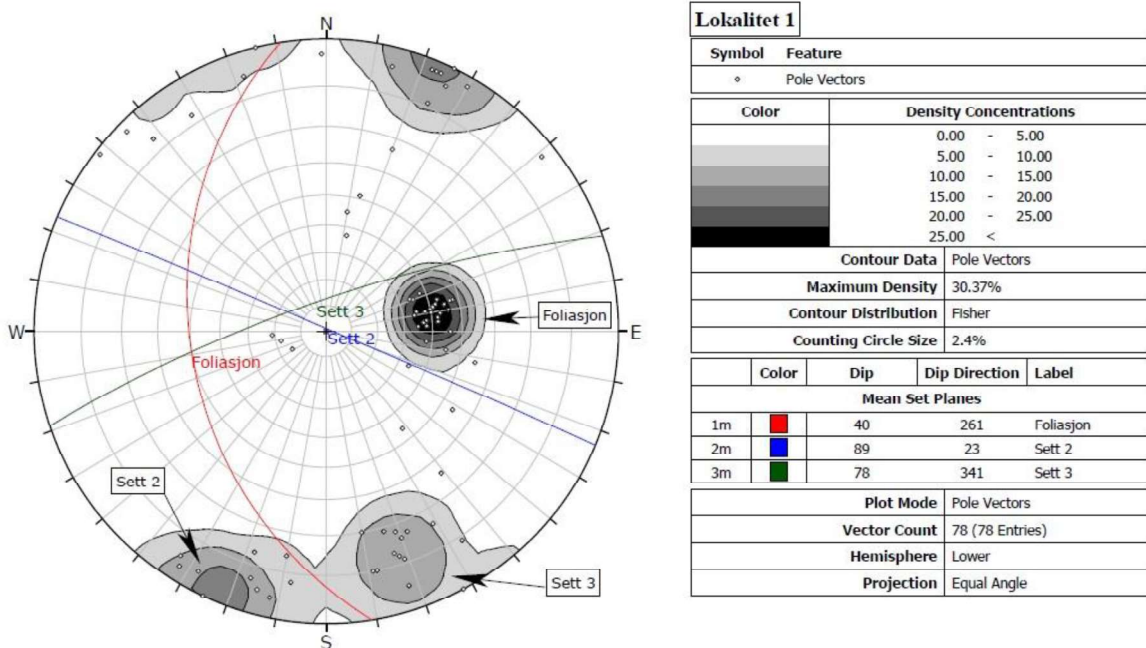
grunn av den lave overdekningen og spesielle spenningssituasjonen i forbindelse med påhugget settes SRF til 5. Dette er også en verdi for SRF hvor man kan forvente avskalling, ifølge NGI (2015). GSI er vurdert til 70-75, kvalitativt basert på Vedlegg L. Med disse verdiene blir Q-verdien i lokaliteten 3,1. GSI beregnet med ligning (15) (side 40) gir GSI på omtrent 83. Bergmasseklassifiseringer for lokaliteten er samlet i tabell 3.3.

Tabell 3.2 – Vurdering av sprekkers hyppighet for ulike sprekkeretninger, lokalitet 1.

Scanline #	1 (2m)	2 (2m)	3 (2m)	4 (2m)	5 (2m)	$\bar{\lambda}$ [spr/m]
Antall sprekker, sprekkesett 1	5	12	5	9	8	3,9
Antall sprekker, sprekkesett 2 og 3	7	4	6	7	6	3

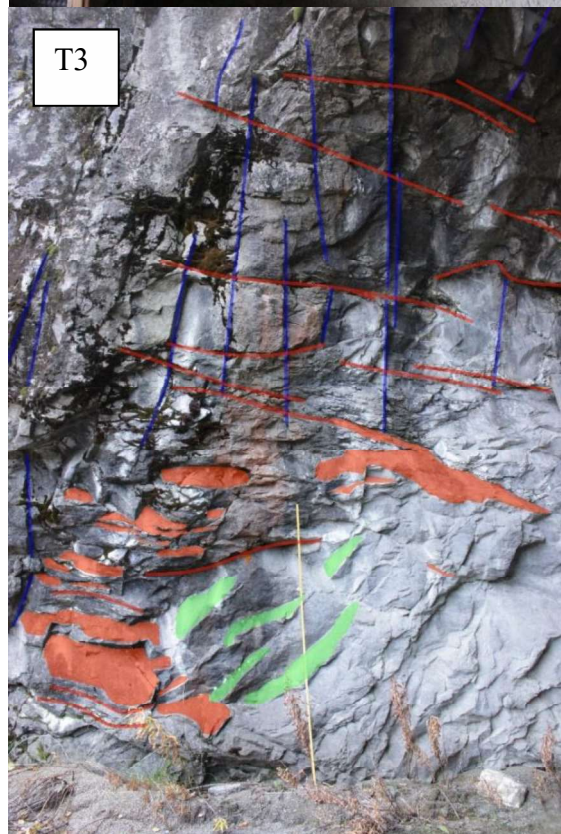
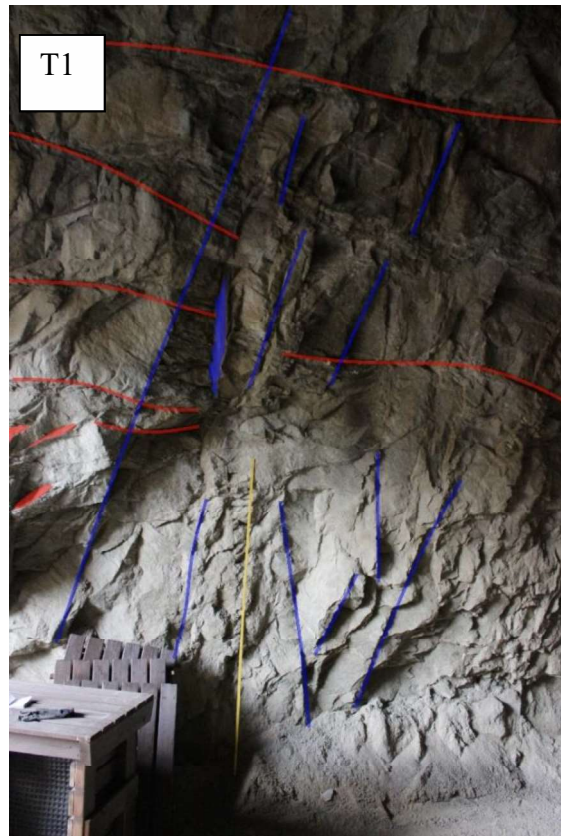
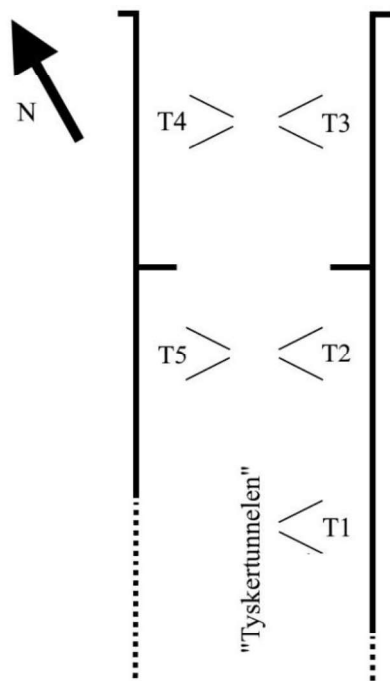
Tabell 3.3 - Bergmasseklassifisering i lokalitet 1.

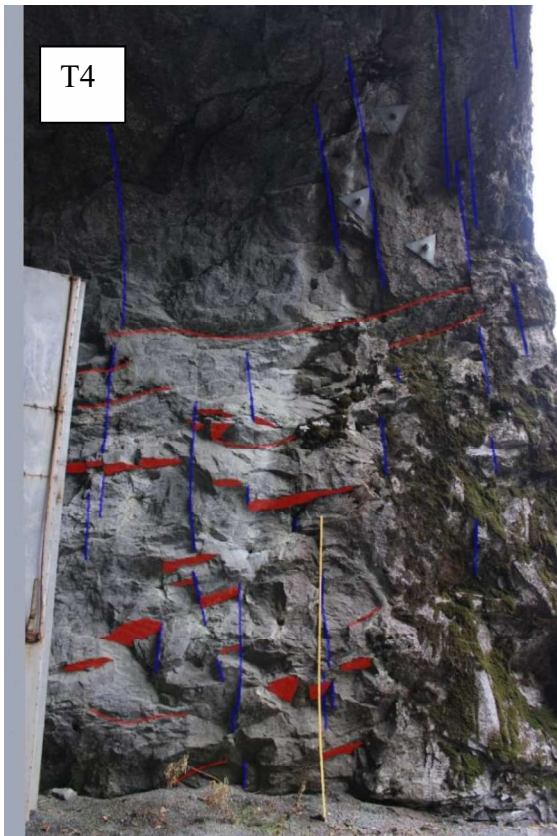
	GSI'	GSI	Q	RQD	Jn	Jr	Ja	Jw	SRF
Lokalitet 1	83	70-75	3,1	94	9	2,3	1	0,66	5



Figur 3.11 - Analyse av sprekker i lokalitet 1. Stereografisk projeksjon er tegnet i Dips.

Figur 3.12 – (neste 2 sider) viser bilder fra detaljert kartlegging i Tyskertunnelen (lokalitet 1). Først vises et oversiktsbilde som viser relativ plassering av de neste bildene nummerert T1-T5. Den gule målestokken som benyttes på bildet er 2 meter lang. Bildene T5 og T6 viser en stor plan flate i hengen på tunnelen hvor det tilsynelatende har falt ned blokker opp til sprekkesett 1 (foliasjon).





3.2.3.2. Lokalitet 2: Portal Nord

Lokaliteten er en omtrent 20 meter høy vertikal bergflate, som tunnelens portal nord går inn i. I lokaliteten er det observert flere gjennomsettende sprekker, som kombinert med terrengoverflaten danner blokker som muligens kan løsne og skli ut. Noen av disse blokkene har det blitt valgt å bolte, etter anbefaling av Nikolaisen (2017). Under kartleggingen for denne rapporten ble det vurdert å utføre stabilitetsanalyser av blokkene. Dette har ikke blitt utført, men likevel ble det utført ruhets- og Schmidt-hammer-målinger på sprekkeomkring blokkene. Resultatene fra disse analysene finnes i kapittel 3.2.6.

I forbindelse med målingene som ble utført, ble det også målt nøyaktig strøk og fall på sprekkeflatene. Gjennomsnittet av målingene langs sprekkesett 1 viser gjennomsnitt på $281^{\circ}/31^{\circ}$ i lokalitet 2. Sprekkesett 2 viser gjennomsnitt på $018^{\circ}/88^{\circ}$ i lokalitet 2.

Den hyppigste oppsprekkingen i lokaliteten forekommer langs sprekkesett 1, hvor gjennomsnittlig avstand mellom sprekkeene er vurdert til ca. 0,6m. Satt inn i ligning (13), gir dette en RQD på omtrent 99. Øvrige inngangsparametere til Q-metoden er valgt på samme grunnlag som i lokalitet 1, med unntak av tall for sprekkesett, hvor verdien 6 velges. Denne verdien innebærer at lokaliteten har to sprekkesett, pluss tilfeldige sprekker. Sprekker fra sprekkesett 3 er ikke observert i blotningen, men de er også omtrent parallelle med blotningen. Dette gir en Q-verdi på omtrent 5,0.

GSI er vurdert til 80-85, kvalitativt vurdert fra Vedlegg L. GSI beregnet med ligning (15) (side 40) gir GSI på omtrent 85. Tabell 3.4 viser bergmasseklassifiseringen for lokaliteten.

Tabell 3.4 – Bergmasseklassifisering i lokalitet 2.

	GSI'	GSI	Q	RQD	Jn	Jr	Ja	Jw	SRF
Lokalitet 2	85	80-85	5,0	99	6	2,3	1	0,66	5

3.2.3.3. Lokalitet 3: Vegskjæring med 2 sprekkesett

Lokalitet 3 er en vegskjæring som befinner seg omtrent 100 meter vest for portal nord. Vegskjæringen viser periodevis hyppig oppsprekking på sprekkesett 1 og 2 (se figur 3.14). Sprekkesett 1 har gjennomsnittlig fallretning/fall på $258^{\circ}/31^{\circ}$. Sprekkesett 2 har gjennomsnittlig fallretning/fall på $020^{\circ}/86^{\circ}$. De to sprekkesettene danner i flere tilfeller «trappetrinn» i terrenget som vist i figur 3.13. Oppsprekking langs sprekkesett 2 danner den vertikale flaten av «trappetrinnene», mens sprekkesett 1 danner den mer horisontale flaten. Oppsprekkingen langs sprekkesett 2 opptrer hyppig i soner med bredde på 1-2 meter. Disse

sonene anses i det følgende som svakhetssoner. Oppsprekkingens hyppighet langs sprekkeseett 1 er forholdsvis konstant, men opptrer noe hyppigere i forbindelse med svakhetssoner langs sprekkeseett 2. Over en avstand på ca. 50 meter vurderes det å være omtrent 3-4 soner med tett oppsprekking langs sprekkeseett 2. Dette innebærer at det i gjennomsnitt er omtrent 10-15 meter mellom sonene.

Oppsprekkingens hyppighet har blitt analysert fra bildene som er tatt på lokaliteten. Fra bildene i lokaliteten (figur 3.13) ble det telt sprekker langs 8 «scanlines» av variabel lengde i og utenfor svakhetssoner. Fra disse er det valgt en gjennomsnittlig hyppighet for oppsprekkingen for begge sprekkeseettene i og utenfor svakhetssoner. Resultatene fra disse vurderingene er gitt i Tabell 3.5.

Siden oppsprekkingen er av ulik karakter i og utenfor svakhetssoner, har det blitt valgt å klassifisere bergmassen både i, og utenfor svakhetssonene. Den hyppigste sprekkeretningen benyttes til beregning av RQD ved hjelp av ligning (13). Utenfor svakhetssoner gir dette RQD på omtrent 97 (2,5 sprekker/meter). I svakhetssonene blir RQD omtrent 40 (20 sprekker/meter). Tall for sprekkeseett (J_n) settes vurderes fra at det finnes to sprekkeseett + tilfeldige sprekker i svakhetssonene, mens utenfor svakhetssonene vurderes det å være to sett. Tall for ruhet og sprekkefyll blir som tidligere. Tall for sprekkefyll (J_w) vurderes å være 0,66 i svakhetssoner, og 1 utenfor. Sprekkeseett 2 kan følges østover omtrent til tunnelens portal nord. Det innebærer at sideberget er avspent. Siden det også befinner seg flere slike soner i et ganske tett område, blir SRF satt til 7,5 i svakhetssonene, og 5 utenfor. Dette er i henhold til tabell 6 i NGI (2015). Dette gir en Q-verdi på 11 utenfor svakhetssoner, og omtrent 1,4 i svakhetssonene, se tabell 3.6.

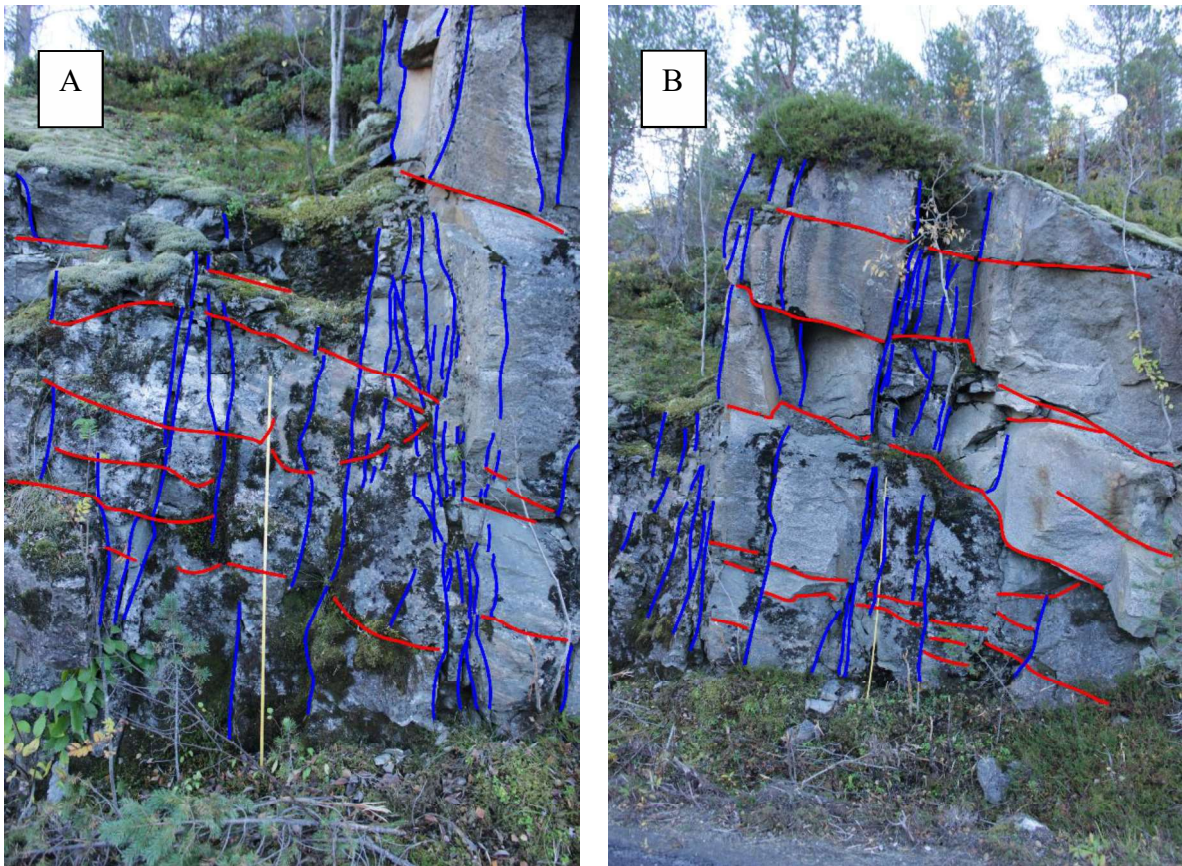
GSI er vurdert til 75-80 utenfor svakhetssoner, og 65-70 i svakhetssonene. Vurderingene er gjort kvalitativt fra Vedlegg L. GSI beregnet med ligning (15) (side 40) gir GSI på omtrent 85 utenfor svakhetssonen og 56 i svakhetssonen.

Tabell 3.5 - Oppsprekkingens hyppighet i lokalitet 3. I og utenfor svakhetssoner.

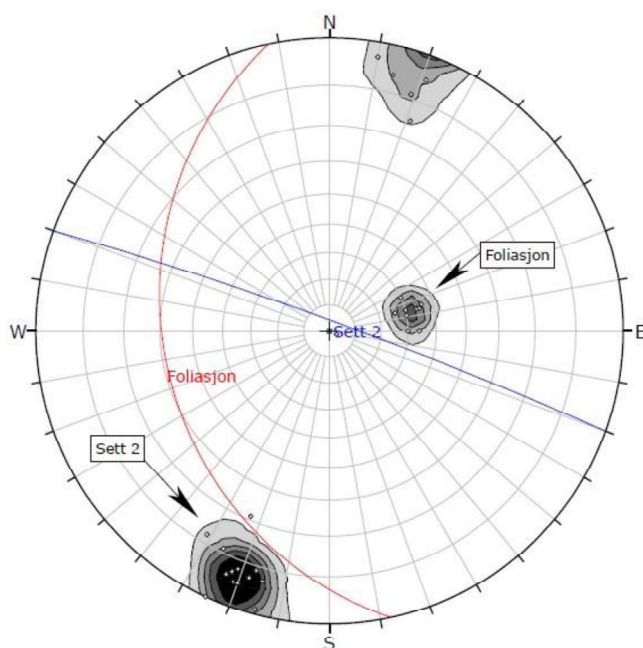
$\bar{\lambda}$ [spr/m]	I svakhetsone	Utenfor svakhetsone
Sprekkeseett 1	3,33	2,5
Sprekkeseett 2	20	1

Tabell 3.6 - Bergmasseklassifisering i lokalitet 3. (*) indikerer verdien for svakhetssoner.

	GSI'	GSI	Q	RQD	J_n	J_r	Ja	J_w	SRF
Lokalitet 3	85	75-80	11	97	4	2,3	1	1	5
Lokalitet 3*	56	65-70	1,4	40	6	2,3	1	0,66	7,5



Figur 3.13 – Lokalitet 3: Vegskjæring som viser to sprekkesett. Bildene er tatt mot øst. Sprekkesett 1 er farget rødt. Sprekkesett 2 opptrer hyppig i soner som er 1-2 meter brede (farget blå). Sprekkene danner «trappetrinn» i terrenget, hvor oppsprekking langs sprekkesett 2 danner den vertikale flaten av trinnene, mens sprekkesett 1 laget den horisontale flaten. Bilde A (til venstre) viser svakhetssonene som antas å ha vært styrende for dannelsen av «trappetrinnet» som vises i bilde B.



Lokalitet 3			
Symbol	Feature		
•	Pole Vectors		
Density Concentrations			
	0.00 - 5.00		
	5.00 - 10.00		
	10.00 - 15.00		
	15.00 - 20.00		
	20.00 - 25.00		
	25.00 <		
Contour Data Pole Vectors			
Maximum Density 32.53%			
Contour Distribution Fisher			
Counting Circle Size 0.7%			
Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes			
1m	31	258	Foliasjon
2m	86	20	Sett 2
Plot Mode		Pole Vectors	
Vector Count		29 (29 Entries)	
Hemisphere		Lower	
Projection		Equal Angle	

Figur 3.14 - Analyse av sprekker i lokalitet 3. Stereografisk projeksjon er tegnet i Dips.

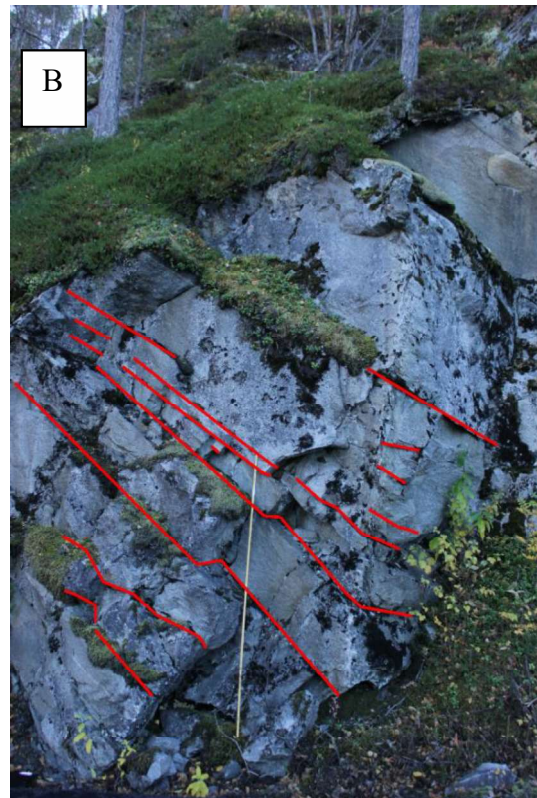
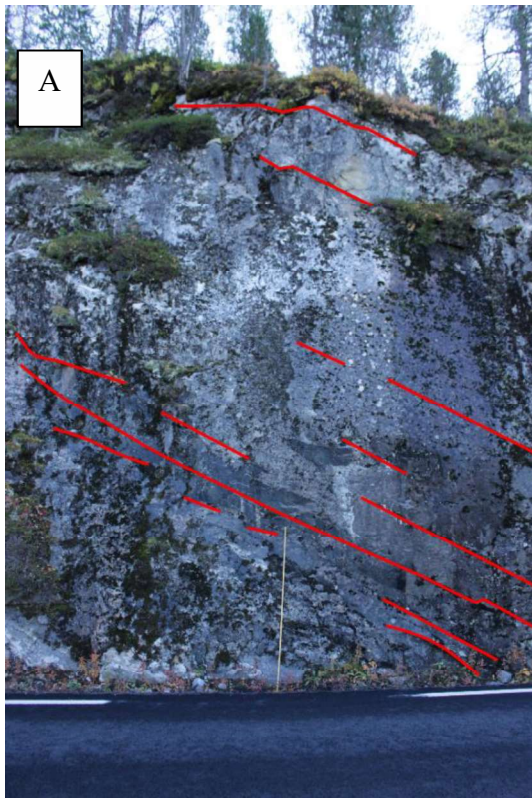
3.2.3.4. Lokalitet 4: Vegskjæring med 1-2 sprekkesett

Lokalitet 4 befinner seg omtrent 80 meter i retning SV fra lokalitet 3, langs omkjøringsvegen. Etter å ha krysset en markert depresjon i terrenget (som senere omtales som svakhetszone A) viser blotningene få sprekker i andre retninger enn sprekkesett 1. Bergmassen fremstår kompakt i forhold til i lokalitet 3. Målte sprekker i lokaliteten viser gjennomsnittlig fallretning/fall på 268°/30° i sprekkesett 1.

Bergmasseklassifisering er utført i lokaliteten. Her er det vurdert å være ett sprekkesett + tilfeldige sprekker (J_n). Bergoverdekningen til tunnelen er omtrent 50 meter dersom man følger bergmassen østover mot tunnelen. På grunnlag av noe høyere overdekning og generelt mindre oppsprekking, er det valgt å sette tall for sprekkkevann lik 1 og SRF lik 2,5. Q-verdien for lokaliteten blir 30. GSI er vurdert til 80-85, kvalitativt fra Vedlegg L. Beregnet verdi med ligning (15) (side 40) gir GSI på omtrent 85. Tabell 3.7 viser bergmasseklassifisering i L4.

Tabell 3.7 - Bergmasseklassifisering i lokalitet 4.

	GSI'	GSI	Q	RQD	J _n	J _r	Ja	J _w	SRF
Lokalitet 4	85	80-85	30	98	3	2,3	1	1	2,5



Figur 3.15 - Lokalitet 4: Vegskjæring viser kompakt bergblotning (A) og noe hyppigere oppsprekking langs sprekkesett 1 (B). Det er kun registrert oppsprekking i sprekkesett 1 (merket rødt) i lokaliteten. Lengden på gul målestokk er 2 meter, bildene er tatt mot ØSØ.

3.2.3.5. Lokalitet 5: Vegskjæring med 1 sprekkeseett

Lokalitet 5 (figur 3.16) viser oppsprekking som er omtrent parallell med overflaten, hvor bergmassen løsner i flak på opptil 2 meters tykkelse. Oppsprekkingen langs foliasjonen (sprekkesett 1) er målt til $259^{\circ}/24^{\circ}$.

Merk at fallet er noe mindre i denne lokaliteten enn i lokalitet 3 og 4. Terrenget i lokalitet 5 er også flatere. Det at bergartsflak løsner fra sprekkeflater parallelle med overflaten er typisk karakteristikk for eksfoliasjonssprekker, som diskutert i kapittel 2.2.4. Blotningen ligner også på eksempelet for eksfoliasjonsoppsprekking gitt av Myrvang (2001) fra Drag, som bare er 20 km unna.

Bergmasseklassifiseringen (tabell 3.8) i lokaliteten er basert på en gjennomsnittlig sprekketykkelse på 1 meter. Ligning (13) gir dermed en RQD på 99. Andre inngangsparametere valgt til Q-metoden er gitt i tabell 3.8. Disse er valgt på samme måte som i lokalitet 4, med unntak av tall for sprekkeevann og bergspenningsfaktoren. Disse får mer ugunstige verdier på grunn av den lave overdekningen Tømmernestunnelen har i dette området. Følgelig blir Q-verdien 10. På samme måte som i tidligere lokaliteter er GSI anslått fra en kvalitativ vurdering fra Vedlegg L og beregnet verdi med ligning (15).

Tabell 3.8 – Bergmasseklassifisering i lokalitet 5.

	GSI'	GSI	Q	RQD	Jn	Jr	Ja	Jw	SRF
Lokalitet 5	85	80-85	10	99	3	2,3	1	0,66	5



Figur 3.16 – Lokalitet 5: Oppsprekking langs sprekkeseett 1. Skjæringen ligner på eksempelet gitt av Myrvang (2001) av eksfoliasjonssprekker. Bildet er tatt mot øst, og gul målestokk er 2 meter lang.

3.2.3.6. Lokalitet 6: Portal Sør

Ved portal sør er det sprengt ut en omtrent 10 meter dyp forskjæring. Lokaliteten viser utelukkende oppsprekking i sprekkeseett 1 med varierende hyppighet. Tilsynelatende er hyppigheten størst nær overflaten, og minker mot dyp. Bergmassen fremstår generelt mer kompakt under 5 meters dyp. Sprekkeseettet er omtrent parallelt med terrengoverflaten (omtrent 10° forskjell i fall), noe som innebærer at oppsprekkingen kan betraktes som eksfoliasjonssprekker. Det vises også til vurderingene som ble gjort i lokalitet 5. To bilder fra lokalitet 6 kan ses i figur 3.17. Bilde A er tatt mot øst, mens bilde B er tatt mot vest.

5 sprekkeline er målt for fallretning og fall (se figur 3.18), og gjennomsnittet av disse målingene viser fallretning/fall på $268^\circ/31^\circ$. Hyppigheten på oppsprekkingen er anslått på grunnlag av 4 «scanlines». Det har blitt valgt å skille mellom hyppigheten til sprekkene i de øverste 5 meterne, og de nederste 5 meterne. Det ble anslått at de øverste 5 meterne har en gjennomsnittlig avstand mellom sprekkene på 15 cm, noe som innebærer en hyppighet på 6,67 sprekker/meter. For de nederste 5 meterne er det anslått at det er dobbelt så langt, 30 cm mellom sprekkene. Dette innebærer en hyppighet på 3,33 sprekker/meter. Tallene er samlet i tabell 3.9.

Bergmasseklassifiseringen i lokaliteten er samlet i tabell 3.10. Det er valgt å klassifisere bergmassen i «best case» og «worst case» tilfeller. RQD er som i tidligere lokaliteter anslått med ligning (13), basert på hyppighetene fra tabell 3.9. Det vurderes at lokaliteten viser ett sprekkeseett + tilfeldige sprekker. Med hensyn på den særlig lave overdekningen settes tall for sprekkeseett til 0,66, og bergspenningsfaktoren til 5. Dette gir Q-verdier i området 8-10. Vurderingene av GSI er gjort på samme måte som i tidligere lokaliteter.

I tillegg er det tatt en bergartsprøve for laboratorietesting i lokalitet 6. Figur 3.19 viser et bilde av blokken slik den ble funnet i felt. Blokken antas å ha løsnet fra eksisterende oppsprekking i sprekkeseett 1 på grunn av sprengning av forskjæringen. Pilen indikerer hvilken retning som opprinnelig var «opp» på blokken. Valget av blokk ble gjort på grunnlag av størrelsen. Det var ønskelig å få ut minimum 5 sylindriske kjerner som kunne benyttes til enaksiell trykktesting. Samtidig var det viktig at blokken ikke var for stor, da den skulle transporteres tilbake til Trondheim for laboratorietesting på fly.

Kapittel 3. Feltundersøkelser

Tabell 3.9 - Sprekkes hyppighet i lokalitet 6

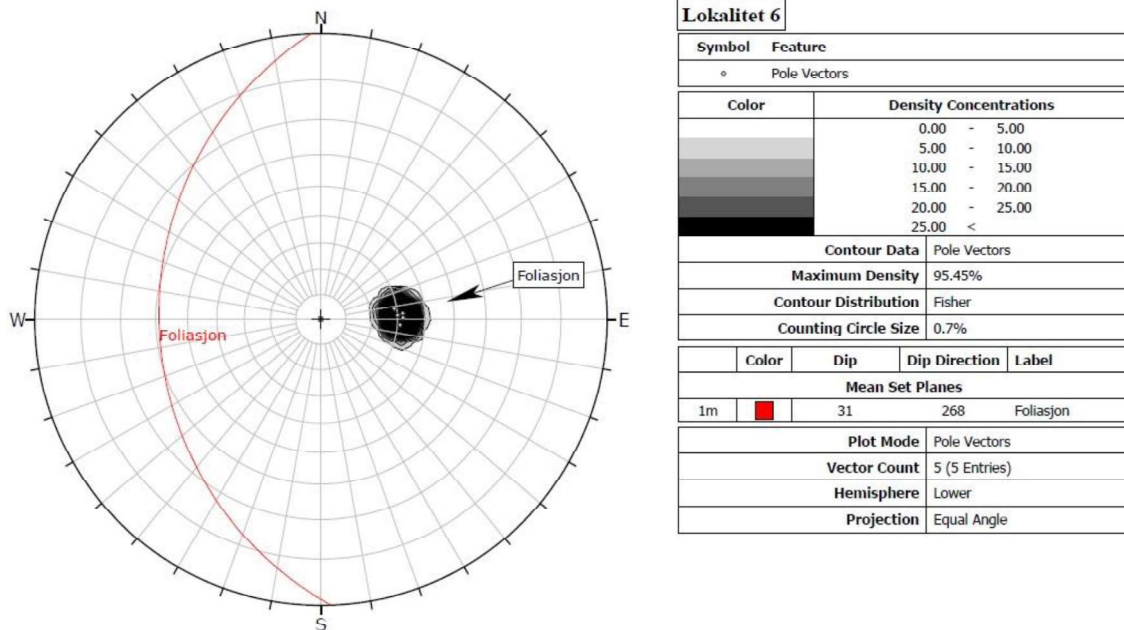
$\bar{\lambda}$ [spr/m]	Øvre 5 meter	Nedre 5 meter
Sprekkesett 1	6,67	3,33

Tabell 3.10 - Bergmasseklassifisering i lokalitet 6. (**) indikerer lav overdekning.

	GSI'	GSI	Q	RQD	Jn	Jr	Ja	Jw	SRF
Lokalitet 6	83	70-75	9,5	95	3	2,3	1	0,66	5
Lokalitet 6**	78	70-75	8,5	85	3	2,3	1	0,66	5



Figur 3.17 - Lokalitet 6: Oppsprekningen i forskjæringen ved portal sør. Oppsprekningen er overflateparallel. Bergmassen fremstår generelt mer kompakt mot dyp. Bilde (A) er tatt mot øst, og viser hyppigere oppsprekking de øverste 5 meterne mot overflaten. Bilde (B) er tatt mot vest. Gul målestokk er 2 meter lang.



Figur 3.18 - Analyse av sprekker i lokalitet 6. Stereografisk projeksjon er tegnet i DIPS.



Figur 3.19 – Bergartsprøve tatt i lokalitet 6. Blokken antas å være sprengt løs. Bildet er tatt omtrent horisontalt mot vest. Gul målestokk er 22 cm lang.

3.2.3.7. Lokalitet 7: Blotning med 2 sprekkeseett

Lokalitet 7 befinner seg i terrenget på oversiden av portal nord, omtrent 200 meter øst for tunneltraseen. Blotningen ble funnet ved å følge en svakhetsone fra lokalitet 8 (neste delkapittel) langs sonens utgående østover. Svakhetssonene i lokalitet 8 er parallelt med sprekkeseett 2, som også er de samme sprekke som er målt i lokalitet 3. Lokalitet 3, 7, 8 og 11 ligger omtrent på linje langs strøketningen til disse sprekke, men ikke helt. Flere parallelle sprekkesoner er observert (se bilder fra lokalitet 3), det er derfor ikke nødvendigvis akkurat de samme planene som følges. Sonene ligger i nærheten av hverandre i omtrent parallelle plan.

Oppsprekkingen er målt, og viser at sprekke tilhører sprekkeseett 1 og 2. Sprekkeseett 1 har gjennomsnittlig fallretning/fall lik $281^\circ/36^\circ$. Sprekkeseett 2 har sitt gjennomsnitt lik $212^\circ/89^\circ$. Hyppigheten til sprekke er anslått med 3 «scanlines» fra figur 3.20. To av disse i retning vinkelrett på sprekkeseett 2, og en som er vinkelrett på sprekkeseett 1. De anslåtte hyppighetene er vist i tabell 3.11.

Som i tidligere lokaliteter er RQD beregnet med ligning (13) for hyppigste sprekkeretning fra tabell 3.11. Det vurderes at lokaliteten har 2 sprekkeseett og ruhetsegenskaper som de tidligere lokalitetene. Tall for sprekkevann er valgt å sette til 0,66 da den hyppige oppsprekkingen antas å kunne føre vann inn i tunnelen. Om det antas at bergmassen har moderat overdekning (ca. 40 meter) i lokaliteten, kan bergspenningsfaktoren settes relativt lavt da blotningen ikke er å anse som en skjærsone på samme måte som i lokalitet 3 og 8. SRF er derfor satt til 2,5. Dette gir en Q-verdi på 14. Vurderingene av GSI er gjort på samme måte som i tidligere lokaliteter. Bergmasseklassifiseringene i lokalitet 7 er samlet i tabell 3.12.

Tabell 3.11 - Oppsprekkingens hyppighet i lokalitet 7.

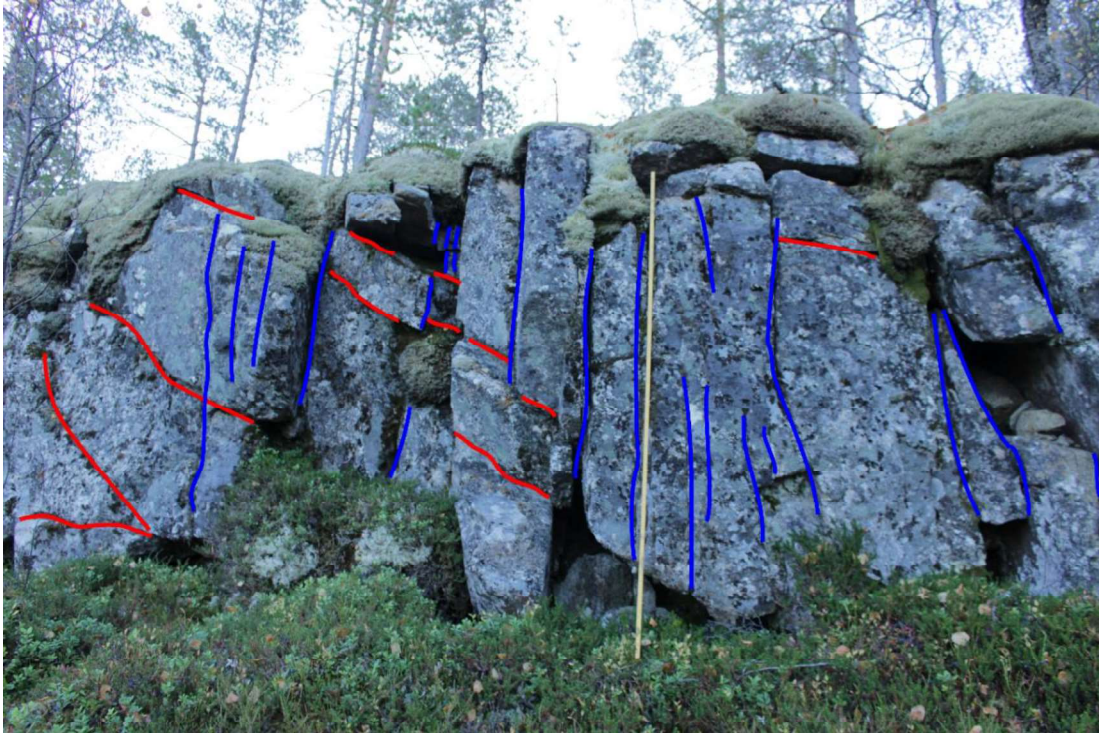
	$\bar{\lambda}$ [spr/m]
Sprekkeseett 1	2,5
Sprekkeseett 2	5,25

Tabell 3.12 - Bergmasseklassifisering i lokalitet 7.

	GSI'	GSI	Q	RQD	Jn	Jr	Ja	Jw	SRF
Lokalitet 7	81	70-75	14	90	4	2,3	1	0,66	2,5

3.2.3.8. Lokalitet 8: Svakhetsone med bratt fall mot SSV

Lokaliteten er en markert vegetert depresjon i terrenget som ble fulgt i terrenget i retning ØSØ. Figur 3.22 viser et bilde av en nordvendt bergblotning i siden av depresjonen. Kløften har vist seg å være en svakhetsone av hyppig oppsprekking i sprekkeseett 2.



Figur 3.20 - Lokalitet 7: blotning som viser to ulike sprekkeretninger. Røde sprekker tilhører sprekkeseett 1, blå sprekker tilhører sprekkeseett 2. Bildet er tatt mot øst. Gul målestokk er 2 meter lang.

Svakhetssoner som denne antas å stå i sammenheng med oppsprekkingen som er diskutert i lokalitet 3, 7 og 11. Selve svakhetssonen er vegetert, noe som gjør det vanskelig å gjøre anslag for hyppigheten av sprekkene i denne lokaliteten. Anslag er likevel gjort, basert på bredden synlige sprekkflater i sprekkeseett 1 (se de røde flatene i figur 3.22).

Totalt 20 sprekkemålinger i denne blotningen, og andre blotninger i relasjon til samme sonen, viser at sprekkene tilhører sprekkeseett 1 (røde sprekker) og 2 (blå sprekkflater). Stereografisk projeksjon av disse foreligger i figur 3.21. Gjennomsnittet av de to sprekkplanene (henholdsvis sprekkeseett 1 og 2) viser fallretning/fall på $260^{\circ}/28^{\circ}$ og $205^{\circ}/86^{\circ}$. Bredden på målbare sprekkflater i sprekkeseett 1 er anslått til 8 cm, noe som innebærer at hyppigheten til sprekkeseett 2 er 12,5 sprekker/meter. Dette brukes til å bestemme RQD i svakhetssonen. Avstanden mellom sprekkene i sett 1 er anslått til 0,5 meter, altså en hyppighet på 2 sprekker/meter (se tabell 3.13). Denne hyppigheten antas å kunne brukes til å anslå RQD utenfor svakhetssonen. Ligning (13) gir RQD på 65 og 98 henholdsvis i og utenfor svakhetssonen.

Bergmassekvaliteten er vurdert på bakgrunn av følgende vurderinger, som gjentas fra tidligere lokaliteter. Tabell 3.14 viser beregnet Q-verdi på 30 i områder hvor det ikke er svakhetssoner, og 2,2 i områder hvor det er flere svakhetssoner. Vurderingene av GSI er gjort på samme måte som i tidligere lokaliteter, se listen under:

Kapittel 3. Feltundersøkelser

Utenfor svakhetssonene:

- Hyppigste oppsprekking er langs sprekkesett 1.
- Det vurderes å kun være ett sprekkesett for Q-systemet ($J_n = 3$).
- Tall for sprekkkevann blir satt til gunstigste verdi (1) på grunn av liten oppsprekking.
- Bergspenningsfaktoren (SRF) settes til 2,5 da det er relativt stor overdekning.

I svakhetssoner:

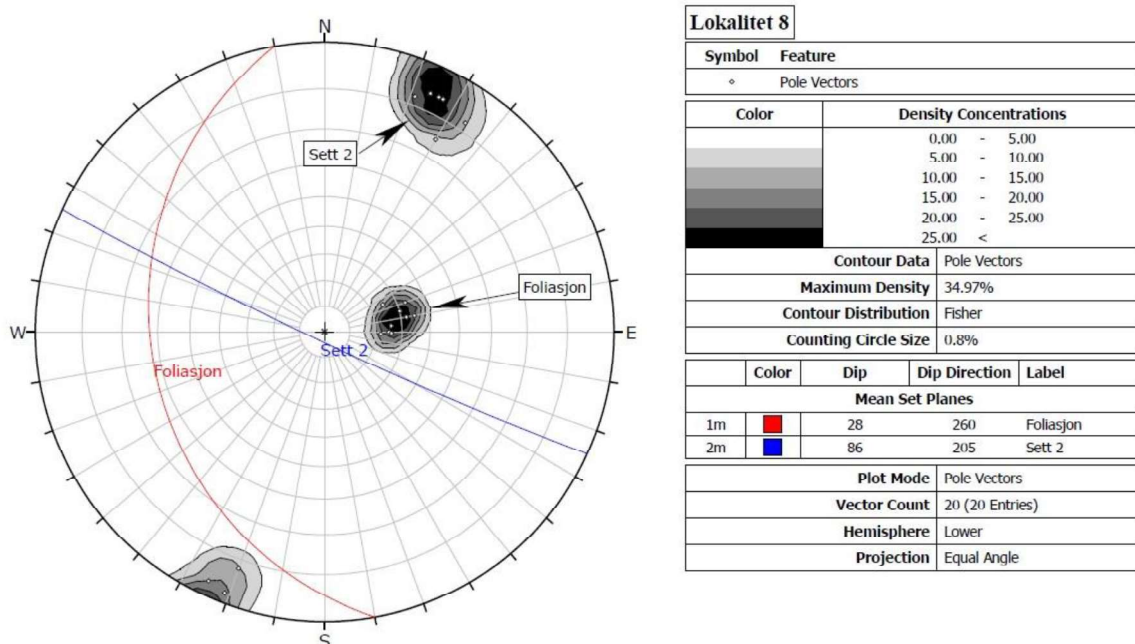
- Hyppigste oppsprekking er langs sprekkesett 2.
- Det vurderes å være to sprekkesett pluss tilfeldige sprekker i sonene ($J_n = 6$).
- Tall for sprekkkevann blir satt til en noe ugunstig verdi (0,66) på grunn av større mulighet for innlekkasjer av vann langs hyppigere oppsprekking.
- SRF settes til 7,5 i.f.m. skjærsonene. Det er mulig at sideberget også er avspennt i retning av tunneltraseen på grunn av den bratte skråningen ned mot portal nord.

Tabell 3.13 - Oppsprekkingens hyppighet i lokalitet 8.

	$\bar{\lambda}$ [spr/m]
Sprekkesett 1	2
Sprekkesett 2	12,5

Tabell 3.14 - Bergmasseklassifisering i lokalitet 8. (*) indikerer verdien for svakhetssoner.

	GSI'	GSI	Q	RQD	J_n	J_r	J_a	J_w	SRF
Lokalitet 8	85	80-85	30	98	3	2,3	1	1	2,5
Lokalitet 8*	68	70-75	2,2	65	6	2,3	1	0,66	7,5



Figur 3.21 - Analyse av sprekker i lokalitet 8. Stereografisk projeksjon er tegnet i DIPS.



Figur 3.22 – Lokalitet 8: markert depresjon i terrenget. Bildet er tatt mot SØ, og viser nordvendte sprekeflater (fargelagt blått - sprekesett 2). I tillegg finnes det sprekker fra sprekesett 1. Gul målestokk er 2 meter lang.



Figur 3.23 – Lokalitet 8: Vegetert depresjon i terrenget. Dette tolkes å være en svakhetssone av hyppig oppsprekking av sprekesett 2. Bildet er tatt mot øst, og gul målestokk er 2 meter lang. Bredden til depresjonen er omtrent 3 meter.

3.2.3.9. Lokalitet 9: Svakhetsone med bratt fall mot SSØ

Lokalitet 9 befinner seg like over tunneltraseen, omtrent i profilnummer 550. Her har tunnelen sin største bergoverdekning, omtrent 60 meter. Dette innebærer dette at her kan tunnelen ha de relativt gunstigste spenningsforholdene. I lokaliteten er det funnet depresjoner som ved første øyekast så ut til å tilsvare funnene i lokalitet 8. Ved analyse av målte sprekkeretninger er det derimot funnet at sprekke med bratt fall har nesten 40° forskjellig fallretning fra sprekkese 2. Derfor tilhører sprekke i lokalitet 9 sprekkese 3. Merk at det ikke er observert noen sprekker fra sprekkese 3 i lokalitet 8, eller noen sprekker fra sprekkese 2 i lokalitet 9.

Analyse av oppsprekkingen viser altså 2 sprekkese i lokalitet 9, sprekkese 1 og 3. Figur 3.25 viser beregning av gjennomsnittlig fallretning/fall for disse. Sprekkese 1 har gjennomsnittlig fallretning/fall lik 253°/27°. Sprekkese 3 er målt til et gjennomsnitt på 168°/85°. På samme måte som i lokalitet 8, er sprekkeretningenes hyppighet forsøkt anslått i felt. Avstand mellom sprekke i sett 1 anslås som 40 cm. Sprekkese 3 har omtrent 8 cm mellom sprekke (se figur 3.24). Ut i fra disse vurderingene er gjennomsnittlig hyppighet beregnet, se tabell 3.15.

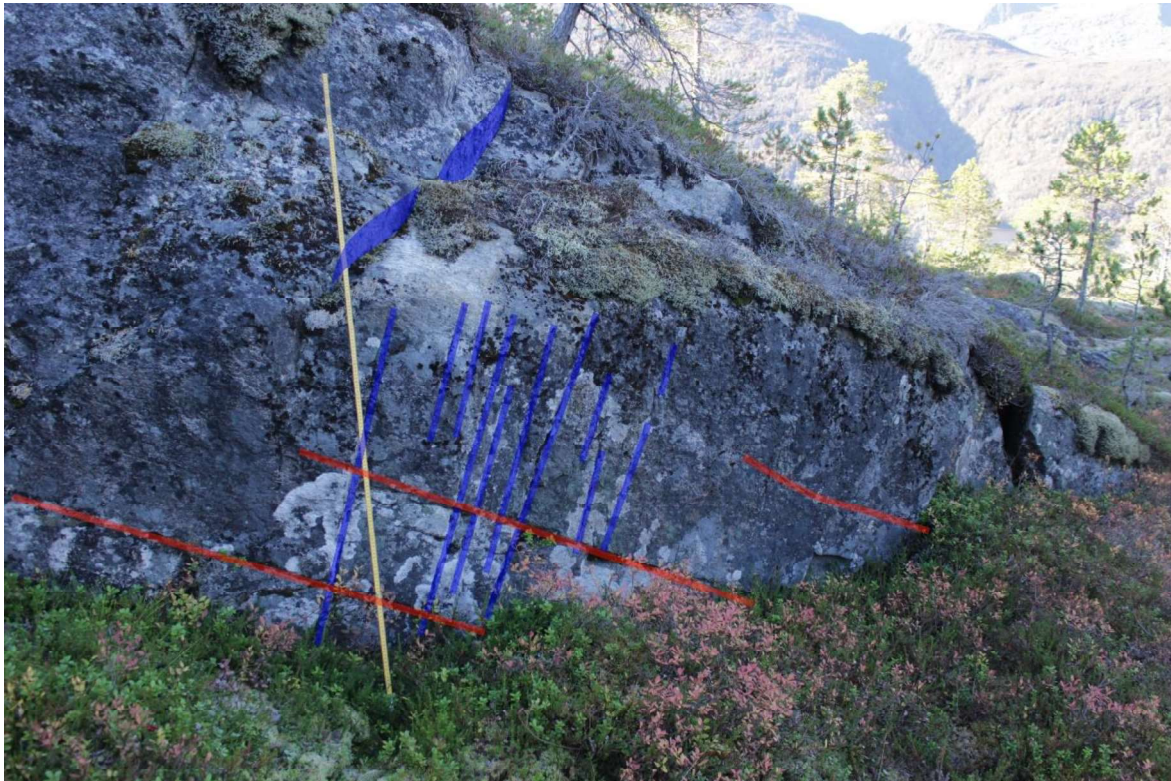
Bergmassekvaliteten er vurdert for lokalitet 9 på samme måte som i lokalitet 8, se tabell 3.16. De samme vurderingene for inngangsparametere ligger også til grunn. Den eneste forskjellen mellom tabell 3.16 og tabell 3.14, er at RQD blir en enhet lavere utenfor svakhetssonene i lokalitet 9, sammenlignet med lokalitet 8. Forskjellen ligger i at målt avstand mellom sprekke i sprekkese 1 var 40 cm i lokalitet 9, og 50 cm i lokalitet 8. Q-verdier og GSI påvirkes ikke av denne forskjellen.

Tabell 3.15 - Oppsprekkingens hyppighet i lokalitet 9.

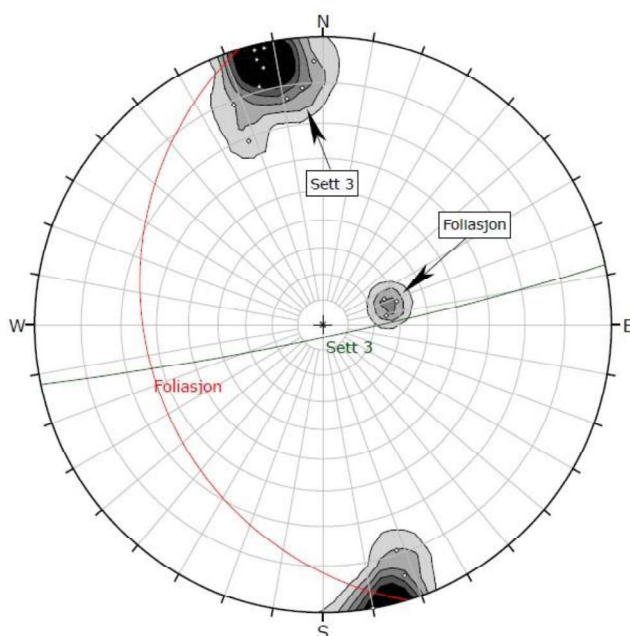
	$\bar{\lambda}$ [spr/m]
Sprekkese 1	2,5
Sprekkese 3	12,5

Tabell 3.16 - Bergmasseklassifisering i lokalitet 9. (*) indikerer verdien for svakhetssoner.

	GSI'	GSI	Q	RQD	Jn	Jr	Ja	Jw	SRF
Lokalitet 9	85	80-85	30	97	3	2,3	1	1	2,5
Lokalitet 9*	68	70-75	2,2	65	6	2,3	1	0,66	7,5



Figur 3.24 - Lokalitet 9: Blotning i relasjon til svakhetszone. Målinger tyder på at sonen tilhører sprekkesett 3.



Lokalitet 9			
Symbol	Feature		
<	Pole Vectors		
Color	Density Concentrations		
	0,00 - 5,00		
	5,00 - 10,00		
	10,00 - 15,00		
	15,00 - 20,00		
	20,00 - 25,00		
	25,00 <		
Contour Data Pole Vectors			
Maximum Density 37,90%			
Contour Distribution Fisher			
Counting Circle Size 0,8%			
Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes			
1m	27	253	Foliasjon
2m	85	168	Sett 3
Plot Mode		Pole Vectors	
Vector Count		16 (16 Entries)	
Hemisphere		Lower	
Projection		Equal Angle	

Figur 3.25 - Analyse av sprekker i lokalitet 9. Stereografisk projeksjon er tegnet i DIPS.

3.2.3.10. Lokalitet 10: Skråning med blotninger, overflate mot NNØ

Lokalitet 10 viser flere blotninger som er strukturert som «trappetrinn», se figur 3.26. Dannelsen av «trappetrinnene» antas å være styrt av sprekkeseett 1 og 2 på samme måte som i lokalitet 3, se figur 3.13 på side 52. I lokalitet 10 er det derimot ikke observert tett oppsprekking av sprekkeseett 2. Slik oppsprekking antas å likevel finnes i forbindelse med de bratte flatene på «trappetrinnene», og være dekket av vegetasjon andre steder.

Noen steder viser blotningene oppsprekking i sprekkeseett 1. Der det var mulig ble retningen på disse sprekkeene målt. Gjennomsnittet av disse målingene viser fallretning/fall på $257^{\circ}/30^{\circ}$ for sprekkeseett 1. Det ble ikke utført bergmasseklassifisering i lokaliteten, da mengden vegetasjon vanskeliggjør anslag av sprekkenes egentlige hyppighet.

3.2.3.11. Lokalitet 11: Svakhetsone med bratt fall mot NNØ

Lokalitet 11 viser en markert depresjon i terrenget i forbindelse med en bratt bergvegg mot nord, se figur 3.27. Fra veggens orientering i terrenget er det sannsynlig at veggens dannelse har forbindelse med sprekkeseett 2. Samtidig har kløften nord for veggen et utgående som tyder på at den større svakhetssonen i området har forbindelse med sprekkeseett 1, langs bergartens foliasjon, se svakhetsone A i kapittel 3.2.7. I lokalitet 11 er noen synlige sprekkeflater i sprekkeseett 2 målt. På grunn av vegetasjon var det vanskelig å gjøre vurderinger om oppsprekkingens hyppighet, bergmasseklassifikasjon er derfor ikke utført i lokaliteten. Sprekkemålingene i området viser oppsprekking langs sprekkeseett 2. Målingene i to ulike posisjoner har gjennomsnitt (fallretning/fall) $013^{\circ}/80^{\circ}$ og $013^{\circ}/83^{\circ}$.

3.2.3.12. Lokalitet 12: Markert svakhetsone parallell med foliasjonen

En bergblotning i lokalitet 12 viser økt hyppighet av oppsprekking langs foliasjon (sprekkeseett 1) i forbindelse med en markert svakhetsone, se figur 3.29 og figur 3.28. Et anslag om denne svakhetssonens (svakhetsone C) forløp mot dyp gjøres i kapittel 3.2.7. Nilsen og Broch (2012) har diskutert hvordan profilen av en kløft i forbindelse med en svakhetsone, kan brukes til å anslå svakhetssonenes forløp mot dyp. Vanligvis faller svakhetssonene inn under bratteste side av kløften. Figur 3.28 viser profilen av svakhetssonen, og lokalitet 12 fra nord. Bratteste side av kløften er til høyre i bildet. Dette gir grunn til å anta at sonen faller inn under denne fjellsiden. Da er svakhetssonen omtrent parallell med diskontinuitetene som også kan observeres på dette bildet.



Figur 3.26 - Lokalitet 10: Flere blotninger som viser «trappetrinn» i skråning mot NNØ. Bildet er tatt mot SØ. Total høyde på skråningen er omtrent 30 meter.



Figur 3.27 – Lokalitet 11: Markert depresjon i terrenget i nordsiden av 10 meter høy nordvendt bergvegg. Vegg er orientert på en slik måte at det er sannsynlig at den har sammenheng med oppsprekking i sprekkesett 2. Bildet er tatt i retning øst. Depresjonens bredde er omtrent 50 cm. Gul målestokk i bildet er 2 meter lang.

Kapittel 3. Feltundersøkelser

I lokaliteten er det ikke observert andre sprekker enn de nevnte sprekke i sprekkesett 1. Målinger i to posisjoner viser gjennomsnittlig fallretning/fall på 262°/30° og 261°/33° av sprekke i sprekkesett 1. Gjennomsnittlig avstand mellom sprekke på figur 3.29 er omtrent 10 cm, noe som innebærer at sprekke har hyppighet på 10 sprekker/meter.

Bergmasseklassifiseringen i lokaliteten er gitt i tabell 3.17. RQD er bestemt fra ligning (13). De øvrige inngangsparameterne til Q-metoden baseres på følgende vurderinger.

- Lokaliteten viser ett sprekkesett pluss tilfeldige sprekker ($J_n = 3$).
- For sprekkevann velges en litt ugunstig verdi på 0,66. Denne svakhetssonen står ikke i sammenheng med tunnelen, men dersom den skulle gjort det ville det vært antatt at vann kunne beveget seg gjennom disse sprekke.
- Bergspenningsfaktoren (SRF) er satt til 5. Denne verdien velges ifølge NGI (2015) for enkeltstående svakhetssoner, med eller uten leire/forvittringsmateriale, dersom sonen har dybde mindre eller lik 50 meter.

Med disse inngangsparameterne blir Q-verdien 7. GSI er vurdert på samme måte som i tidligere lokaliteter. En oppsummering av bergmasseklassifisering i lokaliteten finnes tabell 3.14.

Tabell 3.17 - Bergmasseklassifisering i lokalitet 12. () indikerer verdien for svakhetssoner.*

	GSI'	GSI	Q	RQD	J_n	J_r	J_a	J_w	SRF
Lokalitet 12*	73	80-85	7	73	3	2,3	1	0,66	5

3.2.3.13. Lokalitet 13: Vegetasjon og bergblotninger sør i studieområdet, flatt terreng

Lokalitet 13 er slått sammen av registreringer i flere posisjoner som har omtrent samme karakteristikk. Figur 3.30 viser et typisk bilde av terrenget. Vegetasjon dekker de fleste depresjoner, noe som gjør at få sprekker er synlige. «Trappetrinn» kan fortsatt observeres i terrenget, men her er det tolket at disse kun er dannet på grunn av sprekkesett 1 (og tilfeldige sprekker noen steder). I figuren er det to synlige «trappetrinn» i venstre halvdel av bildet. Disse er karakterisert av at venstre (vestre) side av trappetrinnet er plant og svært kompakt. Den «bratte» siden av trappetrinnet (på høyre side av den største blotningen i bildet, orientert mot øst) er typisk 0,5 – 1 meter høy. Den er ikke veldig bratt, og ofte dekket av vegetasjon slik som i bildet. Det er i disse korte østsidene av «trappetrinnene» at de fleste sprekke målingene er gjort. Der faller sprekke i sprekkesett 1 «inn» i trappetrinnet.



Figur 3.28 - Lokalitet 12: Formen på kløften som dannes av svakhetssonen indikerer at svakhetssonen faller på skrå mot høyre i bildet. Vanligvis faller knusingssonene inn under bratteste side. Bildet er tatt fra omkjøringsvegen like nord for lokalitet 12. Bildets retning er sørover mot lokalitet 12. Gul målestokk er 2 meter lang.



Figur 3.29 – Lokalitet 12: Økt hyppighet av oppsprekking langs foliasjon (sprekkesett 1) i forbindelse med markert svakhetssone. Bildet er tatt mot sør. Gul målestokk (tykk del) er 22 cm lang.

Kapittel 3. Feltundersøkelser

Gjennomsnittet av sprekkemålingene i området viser fallretning/fall på 253°/39° for sprekkesett 1. I noen få posisjoner har det vært mulig å vurdere avstand mellom disse sprekkeflatene. Vurderingene er basert på avstand mellom sprekker der flere sprekker er observert i samme område, og avstand mellom «trappetrinnene» i andre områder. Det vurderes at den typiske avstanden mellom sprekkeene er 0,5 – 1 meter, altså en hyppighet på 1 – 2 sprekker/meter.

Det har blitt forsøkt å bestemme bergmassekvalitet. Det skilles mellom bergmassekvaliteten i områder som har mindre overdekning enn omtrent 10 meter («worst-case»), og områder som har noe større overdekning («best case»). Der overdekningen er mindre enn tunnelens spenn (omtrent 10 meter, j.f. kapittel 2.1.2) anbefaler NGI (2015) å velge SRF-verdi 5 i stedet for 2,5. For verdier for sprekkesett velges 3 (ett sett pluss tilfeldige sprekker) for områdene med lav overdekning, delvis for å justere for hyppigere oppsprekking nær overflaten, som observert i lokalitet 6. Den mer gunstige verdien 2 (ett sett) velges i områdene som har noe større overdekning. Tall for sprekkvann velges en mindre gunstig verdi på 0,66 (tilsvarende middels innsig, mange drypp i tunnelen) når det er liten overdekning. Ved større overdekning velges den gunstigste verdien 1 (tilsvarende tørre bergrom, fukt, eller få drypp). Dette gir Q-verdier som vist i tabell 3.18. Vurderingene av GSI er gjort på samme måte som i tidligere lokaliteter.

*Tabell 3.18 - Bergmasseklassifisering i lokalitet 13. (**) indikerer verdier for lav overdekning.*

	GSI'	GSI	Q	RQD	Jn	Jr	Ja	Jw	SRF
Lokalitet 13	86	80-85	45	99	2	2,3	1	1	2,5
Lokalitet 13**	85	75-80	10	98	3	2,3	1	0,66	5

3.2.3.14. Lokalitet 14: Vegetasjon og bergblotninger sør i studieområdet, bratt terreng

Lokalitet 14 har lignende terreng som lokalitet 13, med unntak av at selve terrenget er brattere. Blotningene er også noe brattere. Terrenget skråner mot VSV, og oppsprekkingen tolkes å ha omtrent samme fallretning som terrengets overflate. Bergblotningene tolkes å være omtrent parallelle med planet til sprekkesett 1. Mellom blotningene finnes det mer eller mindre plane terrasser som slynger seg rundt bergblotninger. Sprekkeflater er ikke målt i dette området da det ikke fantes plan som man kunne være sikker på at befant seg i det faktiske planet. Se figur 3.31.



Figur 3.30 – Lokalitet 13: Vegetasjon og bergblotninger sør i studieområdet, i relativt flatt terreng. «Trappetrinn» er fortsatt synlige. I bildet kan man se kompakt svaberg i venstre side (vest) som er relativt plant opp til en rygg som er orientert omtrent på strøket til sprekkesett 1. I østsiden av disse ryggene er det i flatt terreng ofte 0,5 – 1 meter høye østvendte vegeterte terrengformasjoner. Få sprekker er registrert, da blotningene er svært kompakte. Bildet er tatt mot NV.



Figur 3.31 - Lokalitet 14: Vegetasjon og bergblotninger i bratte områder. Terrenget skråner mot VSV, og oppsprekningen tolkes å ha omtrent samme fallretning som terrenget. Bergblotningene tolkes å være omtrent parallelle med planet til sprekkesett 1. Mellom bergblotningene er det mer eller mindre plane, vegeterte terrasser som er ca. 2 meter brede.

3.2.3.15. Lokalitet 15: Eksfoliasjonssprekker i flatt terreng

Lokalitet 15 er plassert i et område hvor det ble funnet 2 store bergartsflak som er løse fra underlaget. Figur 3.32 viser et eksempel på et slikt flak. Flakets tykkelse er ca. 50 cm. Det er også løsnet fra en sprekkflate med bratt fall som er synlig i bildet. Denne sprekkeflaten har målt fallretning/fall på $037^{\circ}/82^{\circ}$. Dette sprekkplanet kan ha relasjon til sprekkesett 2, men fallretningen er 20° mer mot øst enn andre sprekker som er målt i dette sprekkesettet. I tillegg er fallet noe slakere. Sprekken er tolket som tilfeldig

3.2.3.16. Lokalitet 16: Svaberg uten observerte diskontinuiteter

Lokalitet 16 er plassert i området sør for lokalitet 13, 14 og 15. Her er det store områder hvor bergblotningene er plane og kompakte. Det er ikke målt sprekker i dette området da det ikke er synlige sprekker som står i annen retning enn terrenget. Det er mulig at oppsprekking i området er parallell med terrenget. Det finnes noe vegetasjon mellom blotningene. Selve blotningene er ofte mosebegrødd. Figur 3.33 viser et eksempel på hvordan terrenget ser ut i dette området.

3.2.4. Sprekkekartlegging i dagen

Under kartleggingen er det utført totalt 232 målinger av fallretning og fall på sprekkflater i dagen over Tømmernestunnelen. Merk at disse målingene inkluderer målingene gjort i lokalitet 1: Tyskertunnelen. Hver sprekkflate er registrert med identifikasjonsnummer (ID), posisjon, fall (DIP) og fallretning (DIPDIR) i Vedlegg N. Posisjonen viser til GPS-koordinatene i Vedlegg M. Ved hjelp av sprekkesett-analyse i Dips er antall sprekker tilhørende hvert sprekkesett telt. Analysen vises i figur 3.34. Det er målt sprekker i tre sprekkesett. Settene er nummerert i en kolonne (SET) i Vedlegg N. Sprekkesett 1 er parallell med foliasjonen til bergarten, med målt gjennomsnittlig fallretning/fall på $263^{\circ}/34^{\circ}$. Det er registrert 113 målinger i sprekkesett 1 under kartleggingen i dagen. Sprekkesett 2 har bratt fall mot NNØ, med gjennomsnitt på $022^{\circ}/88^{\circ}$. Under kartleggingen i dagen ble det registrert 70 målinger i sprekkesett 2. Sprekkesett 3 har bratt fall mot NNV, og har gjennomsnitt på $343^{\circ}/87^{\circ}$. Det er registrert 33 målinger i sprekkesett 3.

Målingene må antas å ikke ta hensyn til den virkelige fordelingen av sprekker i området, se kapittel 3.1.1. Noen sprekkflater antas å bli overrepresentert i målingene på grunn av systematisk seleksjonsbias i hvilke sprekker som måles. Det har blitt forsøkt å korrigere for slike feil i datasettet ved å øke antall målinger som antas underrepresentert i forhold til de antatt virkelige forholdene. Dette gjøres ved å multiplisere underrepresenterte målingers antall med en faktor som motvirker feilene. Faktorene er bestemt fra forholdet i antall målinger i hvert



Figur 3.32 – Lokalitet 15: Eksfoliasjonssprekker i flatt terreng. Til høyre for målestokken har et 1 meter tykt flak løsnet fra underlaget, antakelig har bruddet skjedd langs et plan som er omtrent parallellt med overflaten. Den synlige sprekken som er parallell med målestokken (lengde 2 meter) står omtrent vinkelrett på overflaten, og anses som tilfeldig. Bildet er tatt mot SØ.



Figur 3.33 - Lokalitet 16: Vegetert, kompakt blotning som ikke viser oppsprekking. Bilde tatt mot sør.

Kapittel 3. Feltundersøkelser

sprekkesett, i forhold til forventet forhold mellom antallet i sprekkeseettene. Vurderingene som ligger bak disse faktorene beskrives i det følgende.

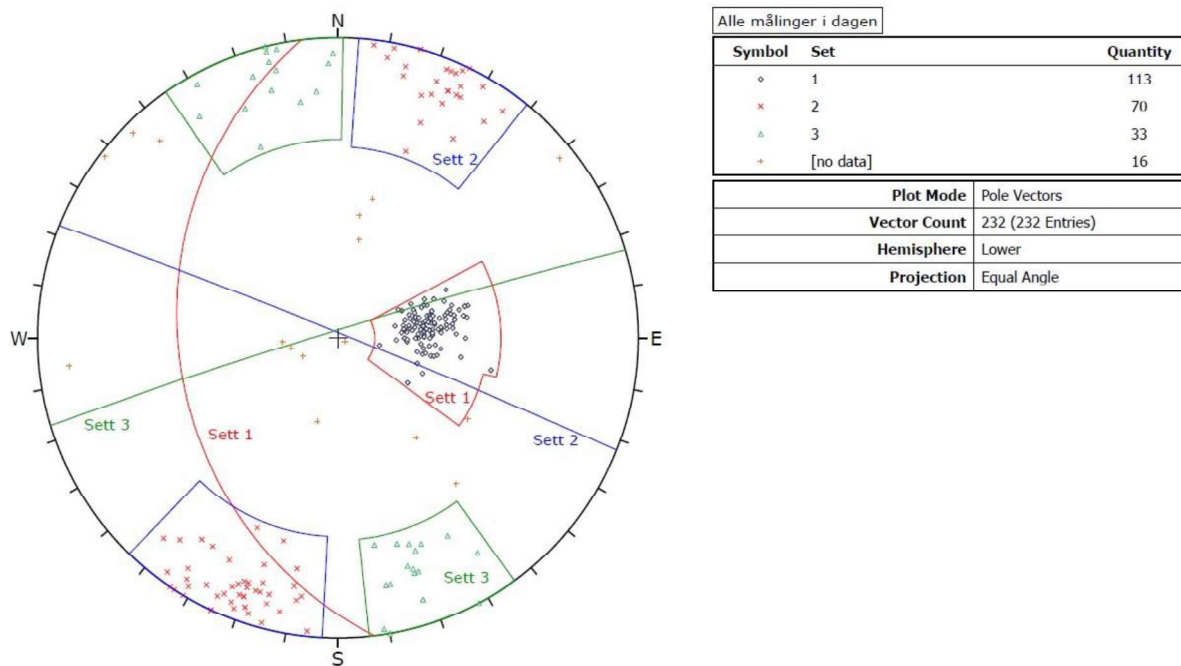
Basert på målinger i flere lokaliteter antas sprekkeseett 1 å ha en gjennomsnittlig hyppighet på 1 sprekk/meter. Langs en 200 meter lang linje vinkelrett på sprekkesettet forventes det å krysse 200 sprekker.

Sprekkeseett 2 har hyppigere oppsprekking i soner som er 0,5 - 2 meter brede. Med antakelse om at disse sonene er 1 meter brede i gjennomsnitt, og at det forekommer omtrent 3,5 soner pr. 50 meter (vurdering fra lokalitet 3), betyr det at det forventes å krysse til sammen 14 meter med slike soner langs en 200 meter lang linje. Hyppigheten på oppsprekkingen i disse sonene er anslått som gjennomsnittet av målingene i lokalitet 3 og 8 (16,25 sprekker/meter i sonene). Det innebærer at omtrent 230 sprekker krysses i sprekkeseett 2, i svakhetssoner langs en 200 meter lang linje. I tillegg til dette forventes det tilfeldige sprekker i sprekkeseett 2 utenfor svakhetssonene. Et anslag for avstanden mellom disse sprekkene er gjort i lokalitet 3, hvor hyppigheten antas å være 1 sprekk/meter utenfor svakhetssonene. Langs en 200 meter lang linje innebærer det 200 sprekker til, i sprekkeseett 2. Totalt antall sprekker som forventes langs en 200 meter lang linje i sprekkeseett 2, er altså omtrent 430 sprekker.

I sprekkeseett 3 er det målt betydelig færre sprekker i dagen, men sprekkemålingene i lokalitet 1 viser at sprekker i sett 2 og sett 3 skal være omtrent like hyppige. Det anslås derfor at det også skal forekomme 200 sprekker langs en 200 meter lang linje utenfor svakhetssoner. Det er observert en del færre svakhetssoner i terrenget som følger sprekkeseett 3 enn sprekkeseett 2. Det har derfor blitt valgt å anta at det krysses totalt 5 meter med svakhetszone gjennom sprekkeseett 3. Lokalitet 9 viser en hyppighet på 12,5 sprekker/meter i svakhetssonene, noe som innebærer at totalt 60 sprekker krysses i svakhetssoner. Totalt antall sprekker som forventes langs en 200 meter lang linje i sprekkeseett 3, blir altså 260 sprekker.

Tabell 3.19 viser målt andel av sprekkflater i forhold til forventet andel. Det har blitt valgt å øke antall målinger i sprekkeseett 2 og 3 ved å gange målingene med en faktor for antall. Det innebærer at alle målingene i sprekkeseett 2 og 3 plottes flere ganger i stereonettet, slik at de målte sprekkene til slutt representerer den forventede andelen i den stereografiske projeksjonen. Beregninger viser at dersom man ganger antall sprekker i sprekkeseett 2 og 3 med henholdsvis 3,5 og 4,5, viser sprekkemålingene den forventede andelen av sprekker i sprekkeseettene. For eksempel var det målt 70 sprekker i sprekkeseett 2, av totalt 216 målinger som falt innenfor sprekkeseettene 1, 2 og 3. Det innebærer 32,4% av totale målinger. Dersom man ganger antallet målinger med faktoren 3,5, blir justert antall målinger i sprekkeseett 2 lik 245. Tilsvarende med

sprekkesett 3, med faktor 4,5, blir justert antall målinger 148,5. Legger man sammen de korrigerede målingene fra sett 1, 2 og 3 blir det totale justerte antallet målinger 506,5. Da tilsvarer sprekksett 2 og 3 omtrent forventet andel. En kolonne for multiplikasjonsfaktorene (QUANTITY) er lagt til i Vedlegg N.



Figur 3.34 - Alle sprekkemålinger i dagen. Analyse av antall sprekker i hvert sprekkesett utført i Dips.

Tabell 3.19 - Prosentvis målt andel, forventet andel og faktor for multiplikasjon av målinger for justering av antall sprekkemålinger.

	Målt andel	Forventet andel	Faktor
Sprekkesett 1	52,3%	22,5%	1
Sprekkesett 2	32,4%	48,3%	3,5
Sprekkesett 3	15,3%	29,2%	4,5

Når tabellen i Vedlegg N plottes i Dips, blir resultatet som presentert i figur 3.35. Denne figuren viser alle målte poler (i dagen), tetthetskonsentrasjon, de tre sprekkesettene fallretning («dip direction») og fall («dip»), og antall målinger. Tunneltrase er påtegnet etter vurderingene gjort i kapittel 3.2.7. Merk at det totale antallet målinger ikke blir helt riktig, fordi Dips ikke kan plote «halve» antall sprekker. Dips har derfor ikke fullstendig justert for målt andel i forhold til forventet verdi. Det har blitt valgt å la resultatene stå, da feilen ikke er spesielt stor, og de korrigerede resultatene antas å være bedre enn de originale målingene. Tabell 3.20 viser de

Kapittel 3. Feltundersøkelser

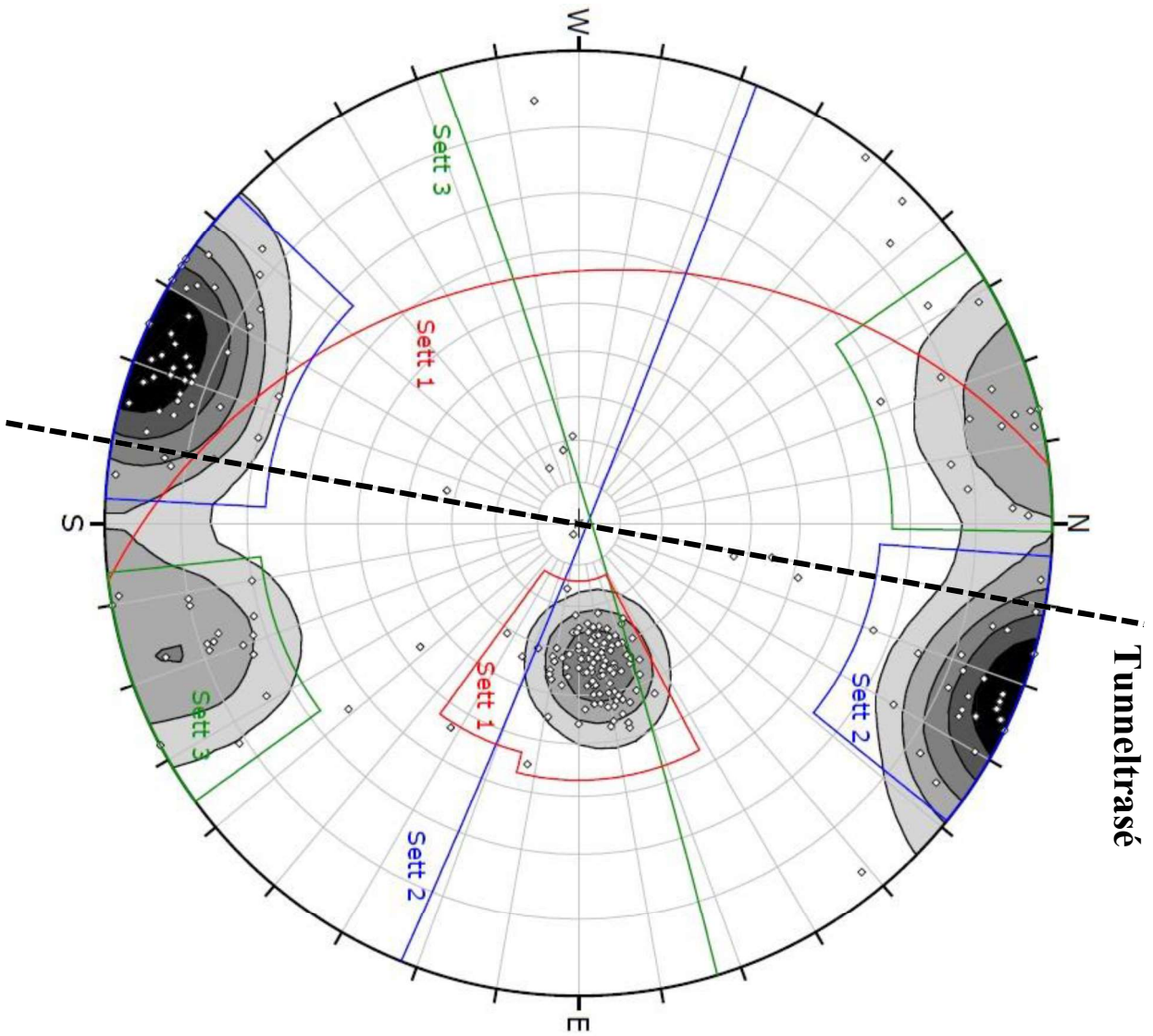
tolkede sprekkeretningene i ulike posisjoner (viser til Vedlegg M, men se også kolonne for lokalitet i tabellen). Diskontinuitetsplanene i tabellen kommer fra «cluster analysis» i Dips. Noen generelle slutninger kan trekkes om sprekkesettene:

- Sett 1 finnes i hele feltet, og viser relativt liten variasjon. Terrenget ser ut til å være omtrent parallelt med foliasjon i de fleste områder. Et unntak fra denne generaliseringen har man i bratte skråninger mot nord, hvor terrenget påvirkes av andre sprekkeretninger.
- Sett 2 og 3 er observert kun i den nordlige halvdel av tunnelens lengde. Settene virker å ha sammenheng med depresjoner i terrenget og bidra til å danne «trappetrinn» i lokaliteter som for eksempel er tydelig vist i lokalitet 3, 10 og 11.

De overnevnte slutningene om sprekkesettene vises også tydelig på figur 3.36. Denne figuren viser stereografiske polplott fra lokalitet 1, 3, 6, 8 og 9 tegnet over etkart (NGU, 2018).

Tabell 3.20 - Tolkede sprekkeretninger for posisjoner hvor sprekker er målt.

Posisjon	Lokalitet	Sett 1		Sett 2		Sett 3		Kommentar
		Dip	Dipdir	Dip	Dipdir	Dip	Dipdir	
1	1	40	261	89	023	78	341	
2	2	31	281	88	018			
9	3	31	258	86	020			Også posisjon 8 og 10
11	4	30	268					Også posisjon 12
14		30	250					
17		33	280					
18		28	273					
19	8	31	254	90	205			
20	8	26	266	82	206			
22	7	36	281	89	212			
24, 25		40	262			Posisjonene er øst for vedlagte kart.		
28		34	258					
29	9	27	253			89	168	
31	9					77	164	
32	12	30	262					
33	12	33	261					
36	13	39	253					
40	10	30	257					
53	13	39	262					
54	5	24	259					
58	11			80	013			
59	11			83	013			
64	15			82	037			Eksfoliasjon
65	6	31	268					



Alle målinger i dagen, korrigerte mengder

Symbol	Feature
◊	Pole Vectors

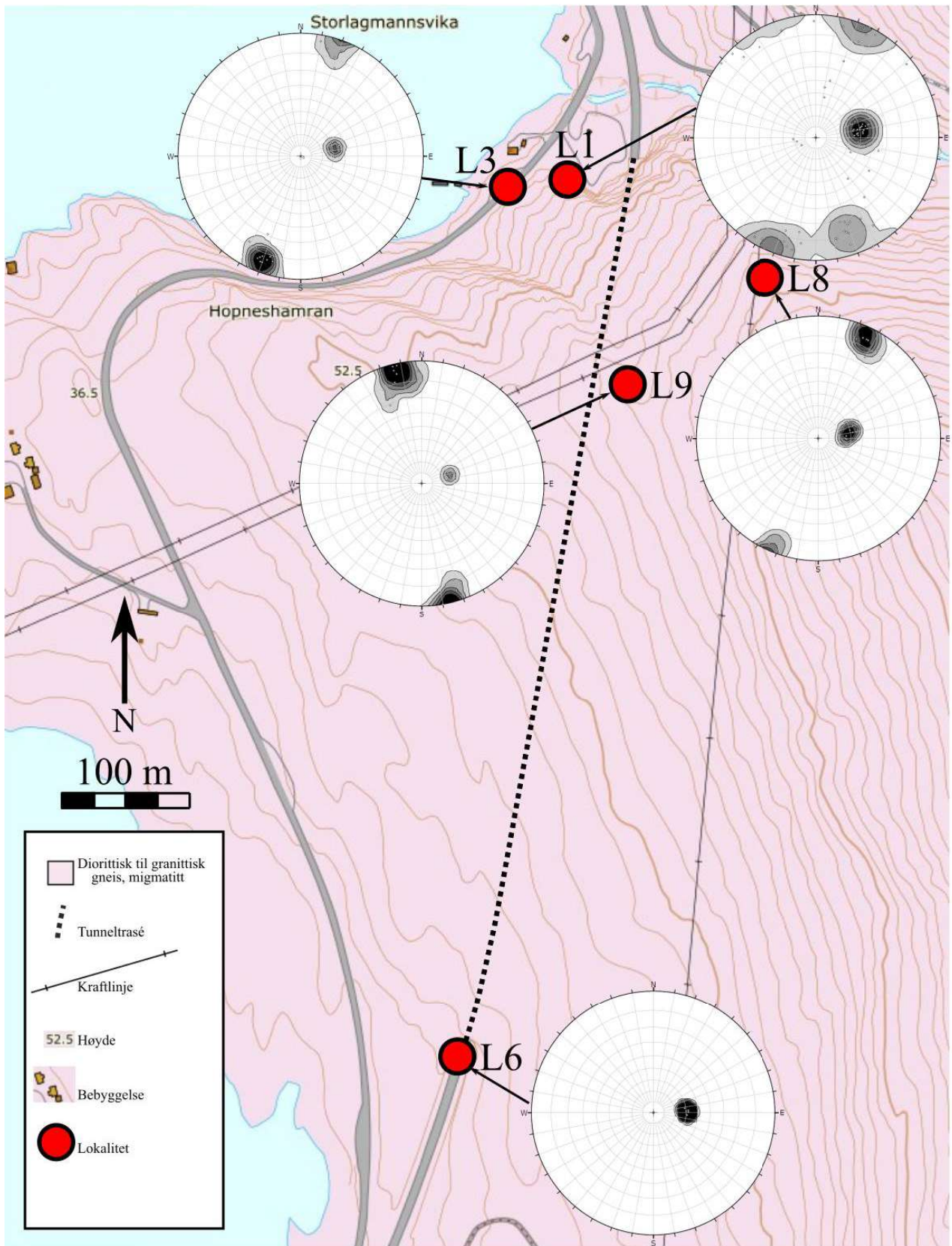
Color	Density Concentrations
Black	0,00 - 5,00
Dark Grey	5,00 - 10,00
Medium Grey	10,00 - 15,00
Light Grey	15,00 - 20,00
White	20,00 - 25,00

Contour Data		Pole Vectors
Maximum Density	30,089%	
Contour Distribution	Fisher	
Counting Circle Size	2,5%	

Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes			
Red	34	263	Follasjon
Blue	88	22	
Green	87	343	

Plot Mode		Pole Vectors
Vector Count	471 (232 Entries)	
Hemisphere	Lower	
Projection	Equal Angle	

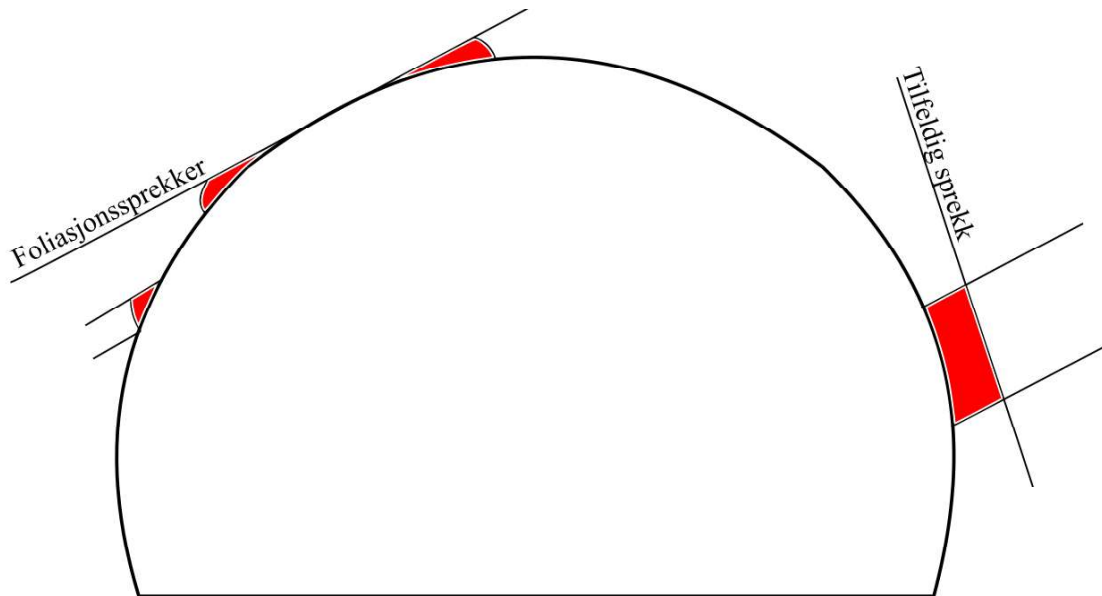
Figur 3.35 - Alle sprekkemålinger i dagen, med korrigert antall målinger. Plottet i Dips.



Figur 3.36 – Fordelingen av sprekkemålinger i området. Bakgrunnskart fra NGU (2018).

3.2.5. Kartlegging i Tømmernestunnelen

Tømmernestunnelen ble kartlagt, hvor fokus lå på svakhetssoner, blokknedfall, oppsprekkingens retning og hyppighet. Typisk er blokker falt ned eller rensket fra undersiden av foliasjonsplan i vestsida av tunnel, og oversida av foliasjonsplan i østsida. Eksempler på dette gis i det følgende. En blokk var nedfalt i østsida i profil 280, hvor en tilfeldig sprekk fantes bak blokken. I profil 380 var det falt ned en blokk fra foliasjonsplanet i vestveggen. Stabilitetsproblemene som er nevnt over er illustrert i figur 3.37. Når tilfeldige sprekker forekommer i forbindelse med at foliasjonssprekker tangerer hengen, kan blokker falle ned fra midten av hengen, slik som er observert i Tyskertunnelen. Eksempler på tilfeldige sprekker som er målt i tunnelen er omtrent fra profil 400 (målt til $140^{\circ}/76^{\circ}$) og 510 (målt til $261^{\circ}/77^{\circ}$). Typisk var sidene på blokkene som hadde falt ned opptil 1 – 2 meter lange.

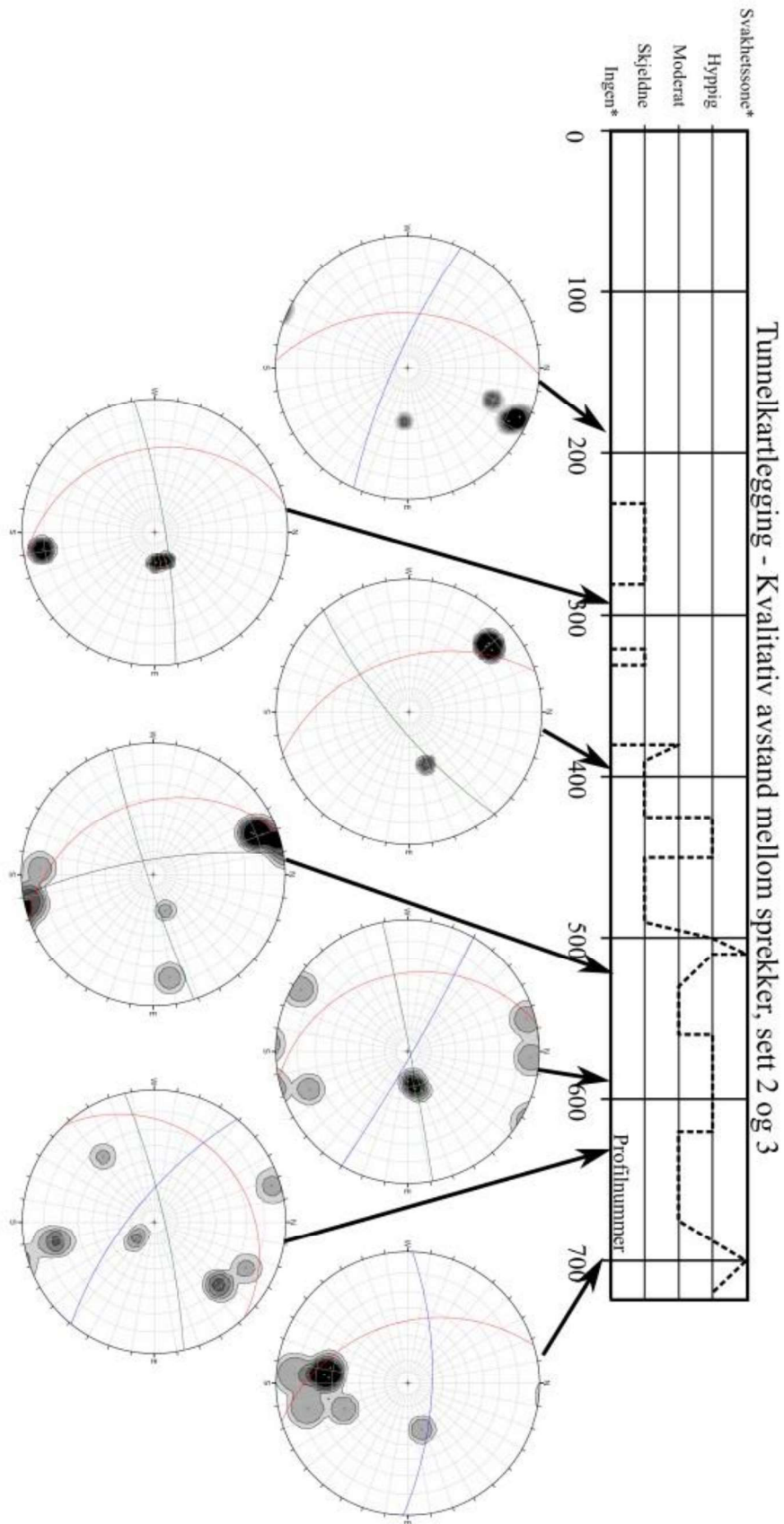


Figur 3.37 – Skisse av stabilitetsproblemer som er observert i Tømmernestunnelen og Tyskertunnelen.

Snittet er tegnet mot nord, med vestvegg i venstre side og østvegg i høyre side.

I profil 330 er det registrert særlig kraftig oppsprekking langs foliasjonen. En av disse sprekkene ble betegnet som en sleppe, da den var relativt åpen og inneholdt fint materiale.

Figur 3.38 viser de tolkede resultatene fra målinger av sprekker i tunnelen, hvor stereogrammene er basert på Vedlegg O. Merk at i områdene mellom profil 0 (portal sør) og profil 400, var betydelige deler av tunnelen allerede kledd med PE-skum under kartleggingen. Det vil si at de områdene som sannsynligvis har den hyppigste oppsprekkingen på sprekkesett 2 og 3 ikke var synlige, og følgelig heller ikke ble registrert. Resultatene fra profil 400 til portal nord (profil 720) er derfor de mest interessante.



Figur 3.38 – Sprekkekartlegging i Tømmernestunnelen. Profilnummer 0 er portal sør, 722 er portal nord. Stereogrammene er plottet i Dips.

De kvalitative beskrivelsene på y-aksen i figur 3.38 er løst basert på feltnotater, og har følgende betydning. Oppsprekkingen er sjelden i sprekkesett 2 og 3 dersom det er registrert maksimalt 1 sprekk pr 5. meter. Moderat avstand mellom sprekkene er registrert dersom det er opptil 2 sprekker pr. meter. Hyppig oppsprekking er registrert dersom det er flere enn 2 sprekker pr meter. Profilen blir registrert som en svakhetszone der oppsprekkingen langs sprekkesett 2 og 3 viser omtrent 10 sprekker/meter, eller flere. Kun to slike soner er registrert. Figuren må leses med forbehold om at både profilnummerering og kvalitativ beskrivelse er unøyaktig. Noen vesentlige slutninger kan likevel dras. Oppsprekkingen i sprekkesett 2 og 3 øker markert i hyppighet etter profil 400. Svakhetssoner i forbindelse med denne oppsprekkingen er registrert mellom profil 510 og 722. Målinger av fallretning og fall på sprekkene i tunnelen viser hovedsakelig de samme sprekkesettene som i dagen.

3.2.6. Sprekkenes egenskaper

Sprekkenes egenskaper med hensyn på ruhet, sprekkestykke og sprekkedybde er kontinuerlig vurdert under feltkartleggingen. I lokalitet 1 og 2 er ruheten målt på totalt 3 sprekker med profilmal, og sprekkestykken målt med Schmidt-hammer.

Figur 3.39 viser de tre sprekkedybdeflatene hvor det er utført målinger av JRC og JCS. Bergarten for alle tre testene er tolket å være granittisk gneis, som i resten av området. De tre sprekkedybdeflatene viser lite synlig forvitring, men det er konservativt anslått ett forhold r/R (til ligning (9)) på 0,85. Målingen på sprekkesett 3 er utført på en sprekkedybdeflate som er dannet etter sprengning. De to andre målingene som er utført, på sprekkesett 1 og 2, er utført på en naturlig blotning. Dette kan være årsaken til at sprekkesett 3 viser større ruhet og lavere sprekkestykke enn de to andre sprekkesettene. Sprekkedybdeflaten på sprekkesett 1 har fallretning/fall på $281^\circ/31^\circ$. Sprekkesett 2 er målt til $018^\circ/88^\circ$. Sprekkesett 3 er målt til $341^\circ/73^\circ$. Alle overflatene var tørre under testingen. Schmidt-hammer type L ble benyttet under testingen. Hammeren ble etter beste evne holdt vinkelrett på sprekkedybdeflaten. Det innebærer at for målingen på sprekkesett 1, ble hammeren pekt nedover med omtrent $(+60^\circ)$ i henhold til positiv retning som definert av Aydin (2008)). For sprekkesett 2, var hammeren omtrent horisontal. For sprekkesett 3, var hammeren orientert oppover med en vinkel på omtrent -20° . På grunnlag av dette er det valgt å utføre korleksjon (fra figur 3.4) for vinkel mot sprekkedybdeflaten kun for målingen på sprekkesett 1. Hammerens orientering var vinkelrett på foliasjonen for målingene på sprekkesett 1, og omtrent parallell med foliasjonen for målingene på sprekkesett 2 og 3.

Resultatene av 20 sprekkestykkemålinger per sprekkedybdeflate er samlet i tabell 3.21. Tabellen viser også korrigerede målinger for sprekkesett 1. Korleksjonen er gjort fra figur 3.4. De 10 høyeste

Kapittel 3. Feltundersøkelser

verdiene for hver av sprekkeene tas gjennomsnitt av. Gjennomsnittet benyttes til å anslå sprekkestyrke (JCS) fra Vedlegg K. Tyngden som benyttes på bergarten for bestemmelsen er $26,2 \text{ kN/m}^3$, som er bergartens beregnede vekt fra tetthetsmålingene fra lab, som kan finnes i kapittel 4.3.1. Den høyeste sprekkestyrken vises av sprekkesett 1 og 2 (begge er målt i naturlig blotning). Sprekkestyrken til sprekkesett 3 er målt til størrelsesorden 0,6 av sprekkesett 1 og 2. Merk at målingen på sprekkesett 3 er utført på en sprekkeflate som kan være dannet etter sprengning, da dette kan påvirke resultatene. Gjennomsnittet av målingene for JCS blir **120 MPa**.

På de samme sprekkeflatene ble det utført 3 målinger av ruhetsprofiler på liten skala, totalt 9 målinger. Målingene vises i figur 3.40 til figur 3.48. Sprekkeruhet til Q-metoden er vurdert på mellom- og småskala etter Vedlegg I. Tabell 3.22 viser resultatene fra ruhetsmålingene. På mellomskala er sprekkeene vurdert som bølgete, basert på observasjoner i hele feltet. Flere bilder som sannsynliggjør denne vurderingen finnes i delkapitlene for lokalitetene, et eksempel er figur 3.13. På småskala benyttes beskrivelsene ru, glatt og bølgespeil. Disse vurderingene gir sprekkeene verdier av sprekkeruhetstallet (J_r) som blir benyttet som inngangsparameter til Q-metoden, se kapittel 3.1.3. Gjennomsnittlig verdi for sprekkeruhetstallet blir benyttet som inngangsparameter for alle Q-verdiene i oppgaven. Tallverdien for sprekkeruhetstallet er **2,3**. De småskala ruhetsprofilene (figur 3.40 til figur 3.48) sammenlignes også med standardprofilene i Vedlegg J for å bestemme JRC_0 for sprekkeene. Resultatene fra disse vurderingene er også samlet i tabell 3.22. De ulike sprekkesettene viser svært forskjellig ruhet. Gjennomsnittlig JRC er vurdert for sprekkesettene. For sprekkesett 1, 2 og 3, blir disse verdiene henholdsvis 11, 5 og 17. På ny må det vektlegges at målingene for sprekkesett 1 og 2 er representative for naturlige blotninger, mens sprekkesett 3 kan være dannet som følge av sprengning. Gjennomsnittet av målingene for JRC gir **11**.

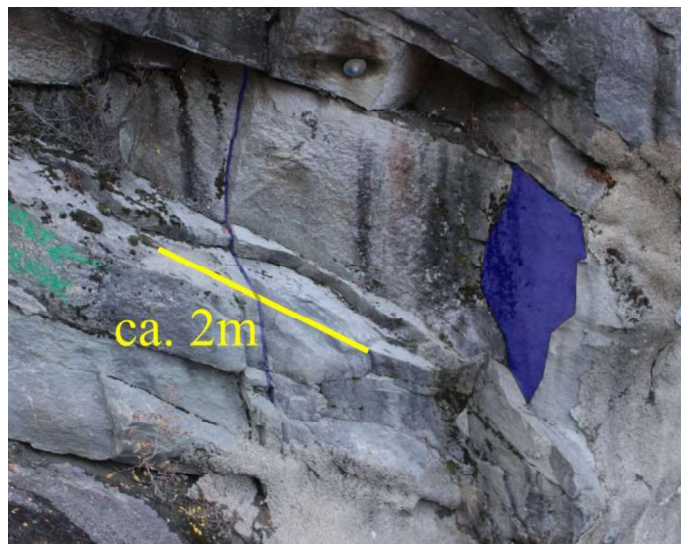


Figur 3.39 – Sprekkeflater som ble målt for JRC og JCS.

Over: Lokalitet 1, sprekkesett 3. Viser også plassering av hammeren. Bilde mot NNV.

Høyre øverst: Lokalitet 2, sprekkesett 1. Målt sprekk er farget rødt. Bilde mot SSV.

Høyre nederst: Lokalitet 2, sprekkesett 2. Målt sprekk er farget blått. Bilde mot SSV.



Kapittel 3. Feltundersøkelser

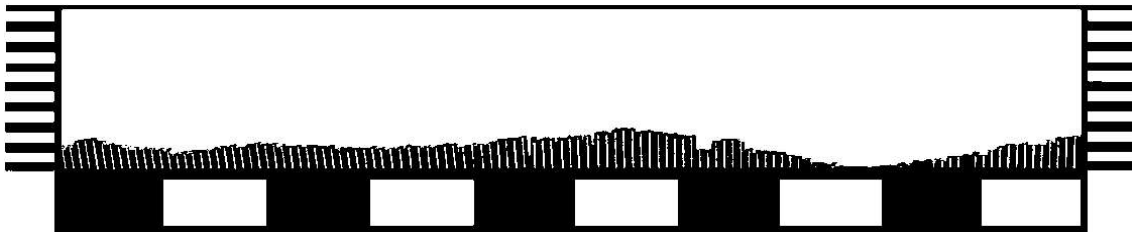
Tabell 3.21 - Resultater fra Schmidt-hammer-målinger (JCS).

Sortert Måling#	Sprekkesett 1		Sprekkesett 2	Sprekkesett 3
	r	Korrigert (+45°)	r	r
1	58	60	58	46
2	53	55	57	46
3	52	54	56	46
4	51	53	56	44
5	50	52	55	42
6	50	52	52	40
7	49	51	52	38
8	48	50	52	36
9	47	50	51	36
10	46	49	50	36
11	44	47	46	36
12	42	45	46	33
13	42	45	44	33
14	41	44	44	33
15	40	43	44	32
16	39	42	44	31
17	31	34	42	30
18	27	30	42	26
19	22	25	38	25
20	13	16	36	24

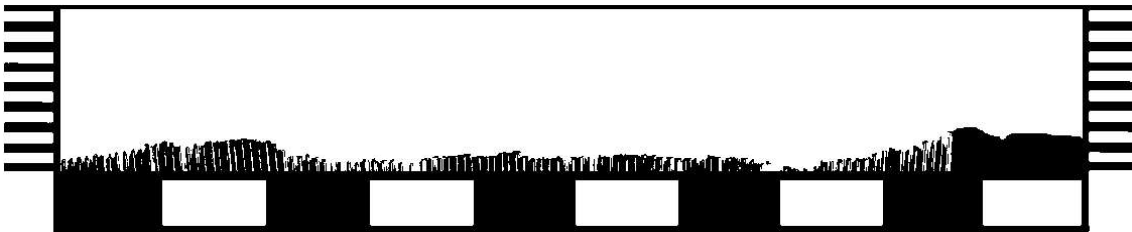
Gjennomsnitt av måling# 1-10	52,6	53,9	41
JCS [MPa]	139	143	78

Tabell 3.22 - Målte ruhetsegenskaper for sprekkesettene. Målinger fra lokalitet 1 og 2.

Sprekkesett	(NGI, 2015)			(Barton, 2013)	JRC Gjennomsnitt
	Mellomskala	Småskala	Jr	JRC	
1	Bølgete	Glatt	2	8-10	11
1	Bølgete	Ru	3	10-12	
1	Bølgete	Glatt	2	10-12	
2	Bølgete	Glidespeil	1,5	4-6	5
2	Bølgete	Glidespeil	1,5	4-6	
2	Bølgete	Glidespeil	1,5	6-8	
3	Bølgete	Ru	3	16-18	17
3	Bølgete	Ru	3	18-20	
3	Bølgete	Ru	3	14-16	
Gjennomsnitt			2,3		



Figur 3.40 - Sprekkesett 1. Måling 1: Målt parallelt med vegg



Figur 3.41 - Sprekkesett 1. Måling 2: Målt vinkelrett på vegg



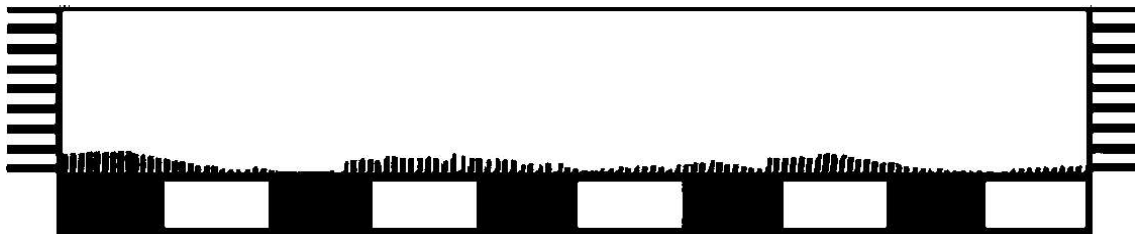
Figur 3.42 - Sprekkesett 1. Måling 3: Målt i antatt bevegelsesretn.



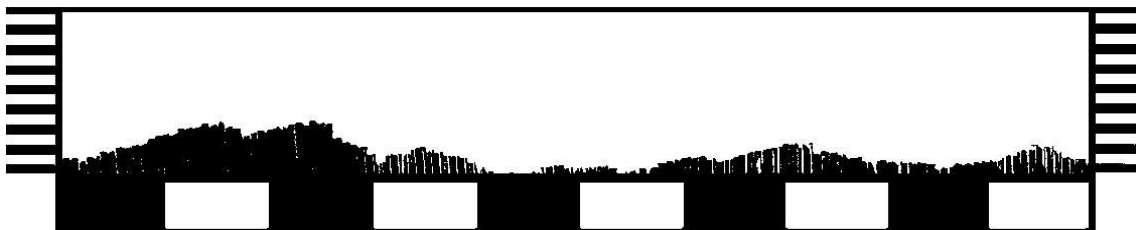
Figur 3.43 - Sprekkesett 2. Måling 1: Målt parallelt med foliasjon



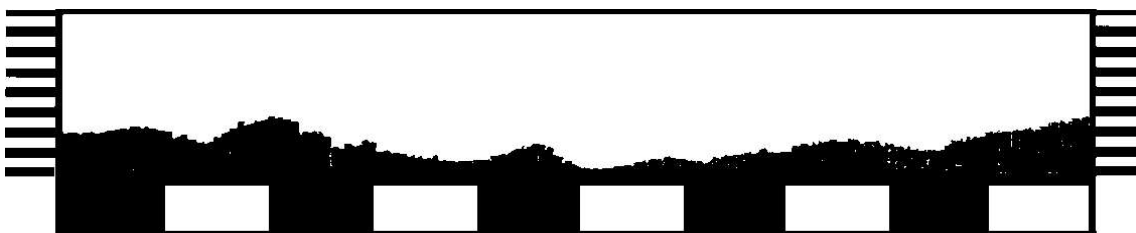
Figur 3.44 - Sprekkesett 2. Måling 2: Målt vinkelrett på foliasjon



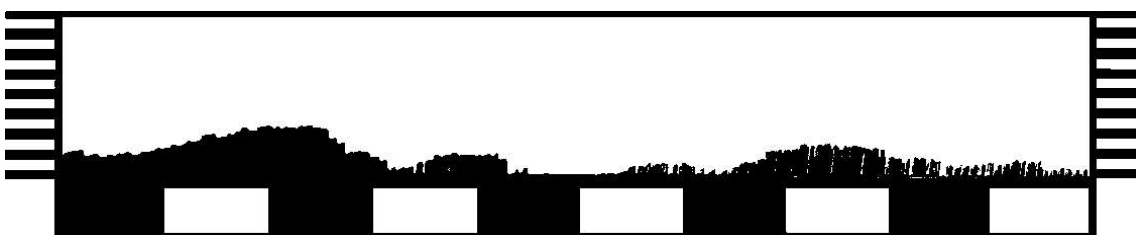
Figur 3.45 – Sprekkesett 2. Måling 3: Målt på skrå



Figur 3.46 - Sprekkesett 3. Måling 1: vertikalt



Figur 3.47 - Sprekkesett 3. Måling 2: horisontalt



Figur 3.48 - Sprekkesett 3. Måling 3: Målt på skrå

3.2.7. Svakhetssoner

Svakhetssonene i området er knusingssoner, langs hyppigere oppsprekking av sprekkesettene 1, 2 og 3. Sprekkesettens fallretning og fall er målt i lokaliteter i forbindelse med sonene. Det er tatt flere bilder av sonene som også gir et inntrykk av sonenes forløp mot dyp. Eksempler på dette kan finnes i beskrivelsen av lokalitetene 3, 8, 9, 11 og 12. I tillegg er deres forløp mot dyp anslått ved hjelp av flyfotostudier, som diskutert i kapittel 3.1.2. Fremgangsmåten som har blitt brukt er beskrevet i det følgende.

Figur 3.49 viser flyfoto av området over Tømmernestunnelen. Fra bildet kan man se detaljoppsprekking og geologiske strukturer i bergblotninger. Vegeterte områder er tolket som depresjoner i terrenget fylt med løsmasser, som også er dannet som følge av oppsprekkingen. 3 markerte svakhetssoner slynger seg fra det relativt plane plataet i sør, og dreier mot nordvest når de skråner ned mot omkjøringsvegen. Med antakelse om at disse sonene er plane, gir slik utgående grunn til å tro at svakhetssonene faller omtrent mot vest. De tre krumme sonene blir betegnet, fra østligste til vestligste sone; svakhetszone A, B og C. I tillegg kan det tegnes flere rette linjer parallelle med observerte svakhetssoner i terrenget. Mange av disse, særlig i den nordlige delen av tunnelens lengde, viser seg å være parallelle med strøklinjene til oppsprekking som målt i sprekkesett 2 og 3. Sonene som er tegnet som rette streker må antas å ha bratt fall, siden de fremstår som rette linjer når terrenget har varierende kurvatur og bratthet. Disse svakhetssonene blir betegnet D, E og F. Antatte svakhetssoner er tegnet med gul strek på flyfotoet for å være mest mulig synlige.

I figur 3.50 til figur 3.52 anslås svakhetszone A, B og C sitt forløp mot dyp, fra analyse av utgående i dagen. Dette gjøres i henhold til metoden som er diskutert i kapittel 3.1.2. Strøklinjer konstrueres etter beste evne i den østligste (og høyesteliggende) delen av sonens utgående. Denne delen av utgående er smalest og minst vegetert for sone A og B, noe som gjør det enklere å se hvor svakhetssonene faktisk går. Lavere i terrenget blir det valgt å tegne strøklinjene etter svakhetssonenes nordlige kurve mot omkjøringsvegen. Den nordlige kurven viser det mest markerte søkket i terrenget, som gjør at det er mulig å plassere strøklinjene ganske nøyaktig. Lengder (ΔL) er målt i piksler og regnet om til meter. Som det fremkommer av figurene, treffer ikke disse strøklinjene høydekotene på sørsiden på samme høyde. Dette kan innebære at svakhetssonene er kurvet, at kartet er unøyaktig, eller at utgående for svakhetssonene er tegnet noe feil.

Kapittel 3. Feltundersøkelser

Tabell 3.23 viser tallene som er brukt til beregning av svakhetszone A, B og C sitt virkelige fall (ved hjelp av ligning (10)). Tabellen viser også målt fallvinkel for svakhetssonene D og E (se lokalitet 1, 2, 3, 8, 9 og 11). Vinkelen mellom målingenes fallretning (DIPDIR) og tunneltraseen er δ . Den er registrert for sone A, D, og E. For svakhetssonene som har fall på 90° tas ikke DIPDIR med i tabellen, fordi det ikke er nødvendig å beregne tilsynelatende fall for en lodrett svakhetszone. δ er beregnet ved å finne positiv differanse mellom svakhetssonenes fallretning og tunneltraseen. Tunneltraseen er rett med en nordlig retning på $N10^\circ\text{Ø}$ (sørlig retning $N190^\circ\text{Ø}$). Ligning (11) brukes til å beregne tilsynelatende fall til svakhetssonene langs tunneltraseen. Tilsynelatende fall er ikke beregnet for svakhetssonene B og C da disse ikke krysser tunneltraseen.

I det følgende beskrives målinger av sprekkers fallretning/fall i forbindelse med svakhetssonene.

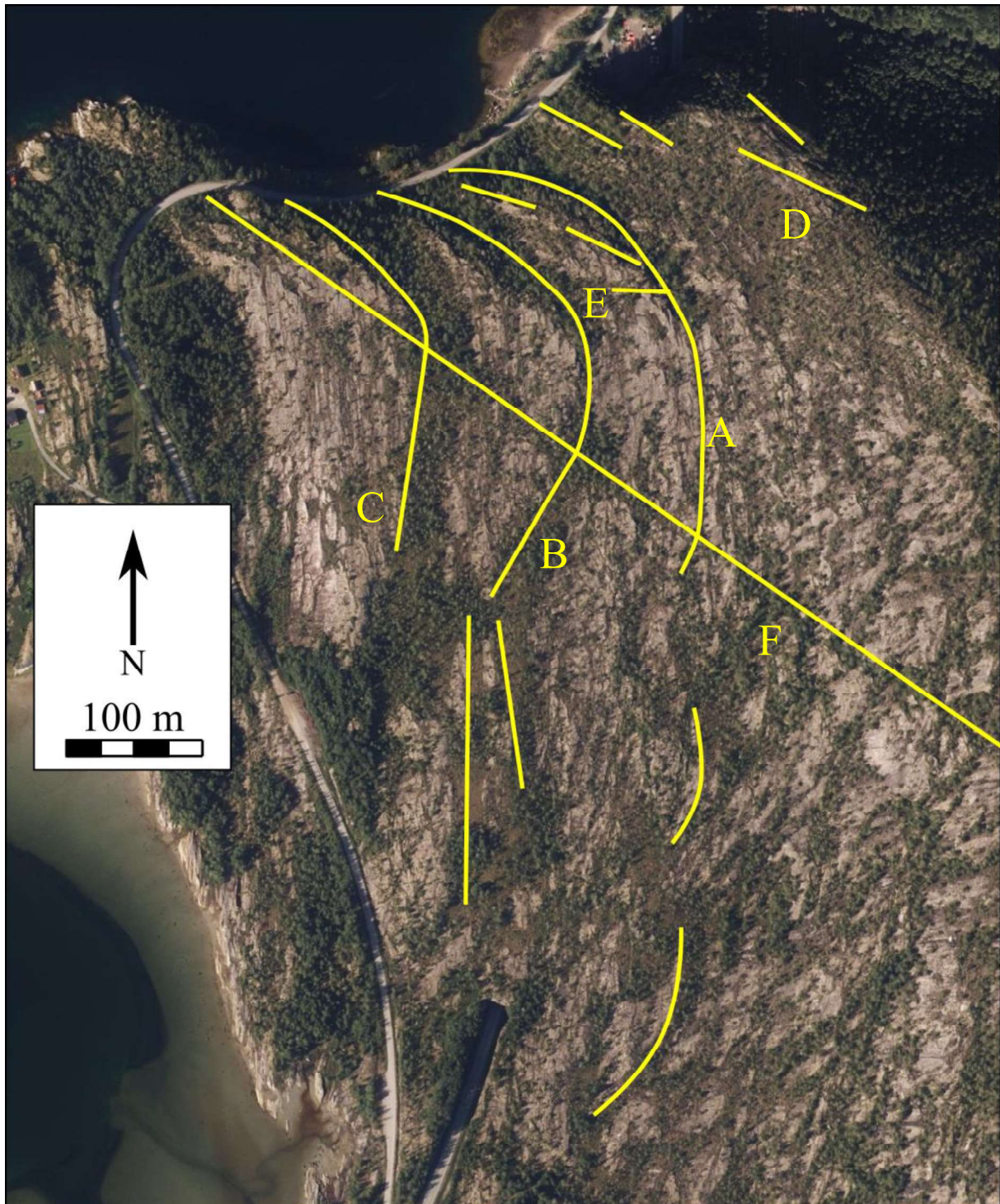
I nærheten av svakhetszone A (posisjon 11, 17 og 28, se tabell 3.20) er det gjort sprekkemålinger i sprekkesett 1 på $268^\circ/30^\circ$, $280^\circ/33^\circ$ og $258^\circ/34^\circ$. De to førstnevnte viser noe slakere fall. Merk at tilsynelatende fall på de to førstnevnte blir henholdsvis 7° og 0° . Sistnevnte sammenfaller ganske bra med resultatet fra flyfotostudiene.

Omkring svakhetszone B er det tilsvarende gjort målinger i posisjon 29 og 32. Disse viser fallretning/fall på $253^\circ/27^\circ$ og $262^\circ/30^\circ$ på sprekker i sprekkesett 1. Målingene sammenfaller ganske bra med resultatet fra flyfotostudiene.

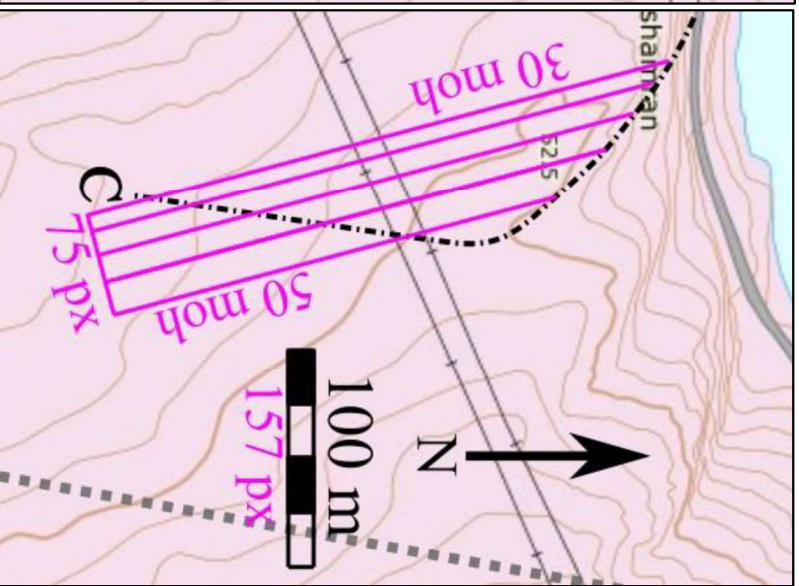
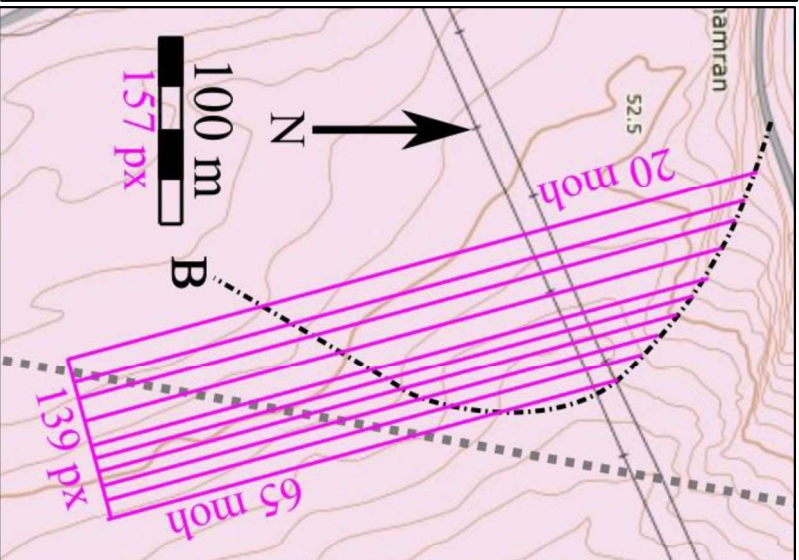
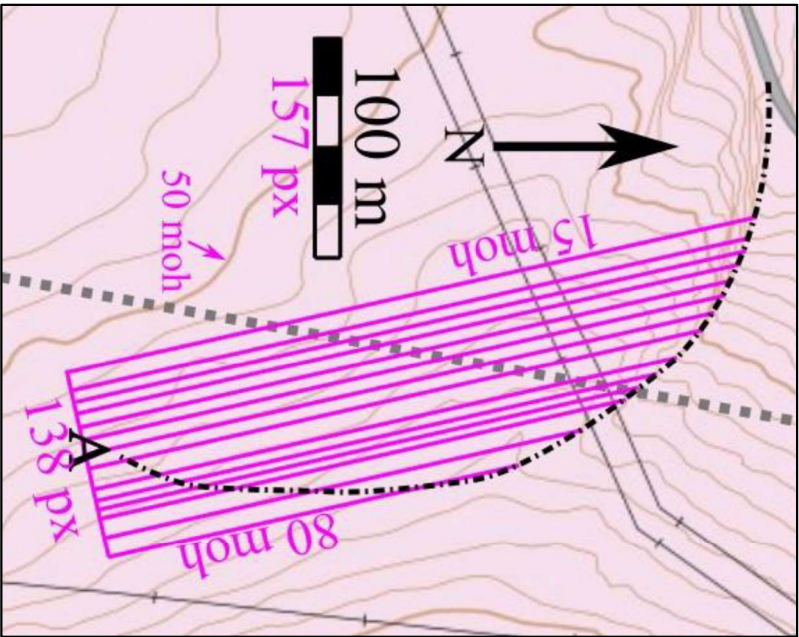
I forbindelse med svakhetszone C er det også gjort målinger av fall og fallretning i sprekkesett 1. Målinger i to posisjoner i lokalitet 12 viser fallretning/fall $262^\circ/30^\circ$ og $261^\circ/33^\circ$. Sonen viser omtrent 10° slakere fall ved flyfotostudier enn ved sprekkemåling. Merk at det kun er konstruert 4 strøklinjer for svakhetszone C, dermed kan resultatet fra flyfotostudiet inneholde noe unøyaktighet.

Tabell 3.23 - Beregnet virkelig fall, og tilsynelatende fall langs tunneltraseen, for svakhetssonene.

Svakhetszone	Δh	ΔL	α	DIPDIR	δ	α_t
A	65 m	88 m	36° VSV	257°	67°	$15,5^\circ$ SSV
B	45 m	88,5 m	27° VSV	255°	-	-
C	20 m	48 m	23° VSV	255°	-	-
D (lokalitet 8)	-	-	86° SSV	205°	15°	86° SSV
D (lokalitet 11)	-	-	82° NNØ	013°	3°	82° NNØ
D (lokalitet 1, 2, 3)	-	-	90°	-	-	90°
E (lokalitet 9)	-	-	85° SSØ	168°	22	84° SSV
F	-	-	90°	-	-	90°



Figur 3.49 - Analyse av geologiske strukturer fra flyfoto. Gule linjer er påtegnet flyfotoet av forfatteren der bergblotninger og terreng viser tegn på svakhetssoner eller detaljoppsprekking. Bakgrunnskart er hentet fra <https://www.norgebilder.no/> (hentet 06.05.2018).



Figur 3.50 - Flyfotoanalyse av svakhetssone A viser Δh på 65 meter og ΔL på 138 px, hvor 157 px tilsvarer 100 meter. Bakgrunnskart fra NGU (2018).
 Figur 3.51 - Flyfotoanalyse av svakhetssone B viser Δh på 45 meter og ΔL på 139 px, hvor 157 px tilsvarer 100 meter. Bakgrunnskart fra NGU (2018).
 Figur 3.52 - Flyfotoanalyse av svakhetssone C viser Δh på 20 meter og ΔL på 75 px, hvor 157 px tilsvarer 100 meter. Bakgrunnskart fra NGU (2018).

3.2.8. Bergmasseklassifikasjon

Tabell 3.24 viser en oversikt over bergmasseklassifiseringen som er utført under feltarbeidet. Bergmasseklassifisering er utført i 11 av lokalitetene. I lokalitet 3, 8, 9 og 12 er bergmassen klassifisert for svakhetssoner. I noen av lokalitetene (5, 6 og 13) skilles det mellom bergmasseklassifisering ved lav og moderat overdekning. Inngangsparameterne til Q-systemet er valgt som følger. Tall for sprekkesett (J_n) er det valgt verdier 2, 3, 4, 6 og 9. Verdiene varierer etter hvor mange sprekkesett det finnes (1-3) og om det antas at det finnes tilfeldige sprekker i området eller ikke. Tall for sprekkeruhet (J_r) velges på grunnlag av resultatene fra ruhetsmålinger, se kapittel 3.2.6. Tall for sprekkefyll (J_a) er satt til 1 i hele området, da det bare i veldig få lokaliteter er registrert fyllmateriale eller forvitring av sideberg. Tall for sprekkevann (J_w) er tilegnet verdiene 0,66 dersom det er særlig lav overdekning, og i forbindelse med hyppig oppsprekking/svakhetssoner. Bergspenningsfaktoren (SRF) har fått verdiene 2,5-7,5. Verdien 2,5 gis ved de gunstigste spenningsforholdene. Disse opptrer når det er moderat overdekning, og bergmassen ikke er avspent av hyppige svakhetssoner. Verdien 5 gis ved lav overdekning. Verdien 7,5 er gitt i områder hvor det forventes å finne flere skjærsoner eller avspent sideberg. (NGI, 2015)

RQD er beregnet fra observert sprekkehyppighet, med ligning (13). Videre er Q-verdi beregnet med ligning (14). GSI vurdert fra kvalitative beskrivelser (se Vedlegg L). GSI' er beregnet fra ligning (15). Dette har gitt tallverdier til RQD i intervallet 65 - 99. Q-verdier er registrert å finnes i intervallet 1,4 - 45. I henhold til NGI (2015), klassifiseres bergmassen som dårlig med Q-verdier mellom 1 - 4, middels mellom 4 - 10, godt fra 10 - 40 og svært godt fra 40 - 100. Det er registrert verdier for GSI i intervallet 65 - 85. Dette samsvarer bra med forventede verdier for gneis, som ifølge Marinos og Hoek (2000) vanligvis ligger mellom 40 og 90, vanligvis 50 - 80.

Kapittel 3. Feltundersøkelser

Tabell 3.24 - Samlet oversikt over bergmasseklassifiseringen som er gjort i forbindelse med feltarbeidene. (*) indikerer verdier valgt for svakhetssoner. (**) indikerer lav overdekning.

	GSI'	GSI	Q	RQD	Jn	Jr	Ja	Jw	SRF
Lokalitet 1	83	70-75	3,1	94	9	2,3	1	0,66	5
Lokalitet 2	85	80-85	5,0	99	6	2,3	1	0,66	5
Lokalitet 3	85	75-80	11	97	4	2,3	1	1	5
Lokalitet 3*	56	65-70	1,4	40	6	2,3	1	0,66	7,5
Lokalitet 4	85	80-85	30	98	3	2,3	1	1	2,5
Lokalitet 5**	85	80-85	10	99	3	2,3	1	0,66	5
Lokalitet 6	83	70-75	9,5	95	3	2,3	1	0,66	5
Lokalitet 6**	78	70-75	8,5	85	3	2,3	1	0,66	5
Lokalitet 7	81	70-75	14	90	4	2,3	1	0,66	2,5
Lokalitet 8	85	80-85	30	98	3	2,3	1	1	2,5
Lokalitet 8*	68	70-75	2,2	65	6	2,3	1	0,66	7,5
Lokalitet 9	85	80-85	30	97	3	2,3	1	1	2,5
Lokalitet 9*	68	70-75	2,2	65	6	2,3	1	0,66	7,5
Lokalitet 12*	73	80-85	7	73	3	2,3	1	0,66	5
Lokalitet 13	86	80-85	45	99	2	2,3	1	1	2,5
Lokalitet 13**	85	75-80	10	98	3	2,3	1	0,66	5

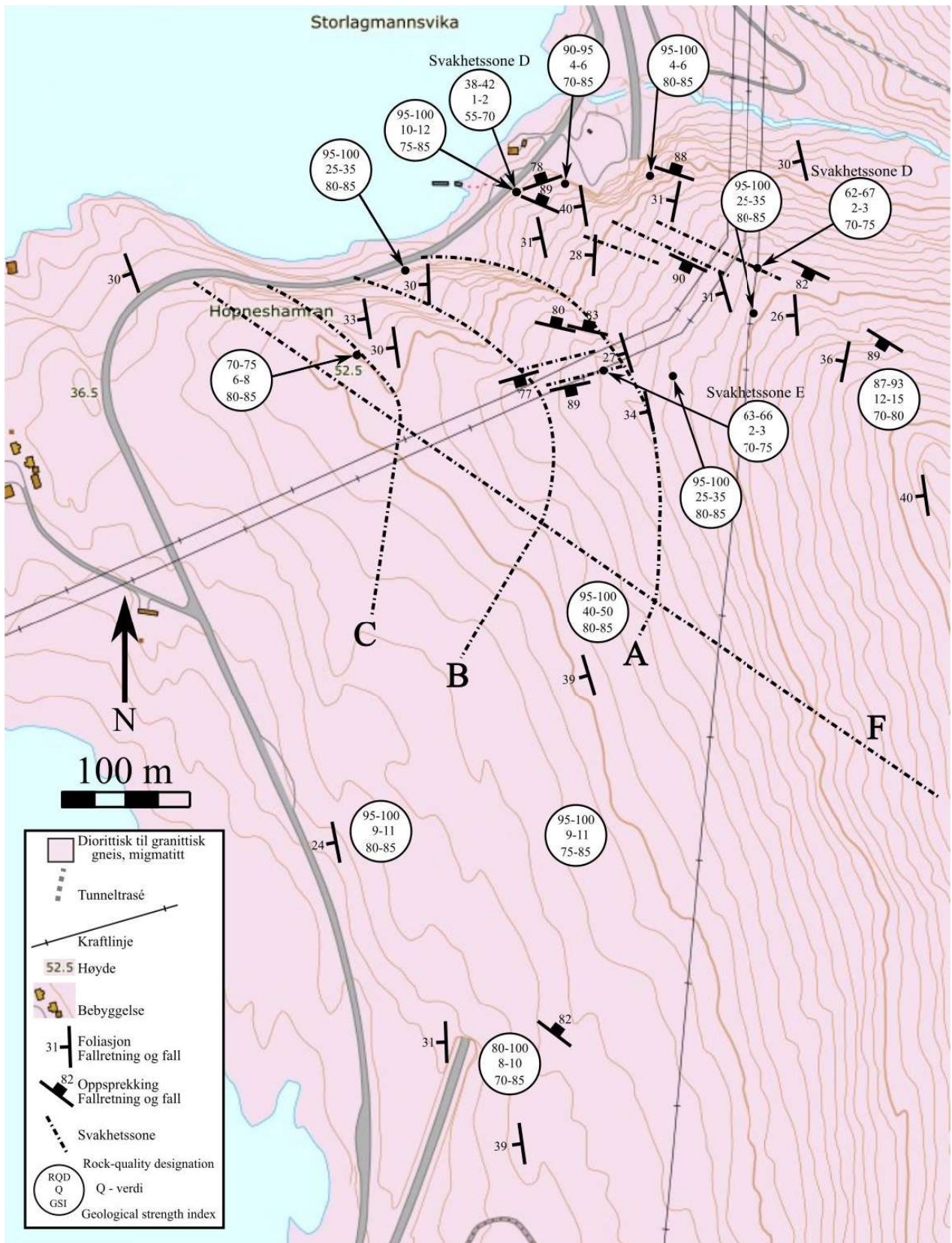
3.2.9. Geologisk tolkningskart og tolket geologisk lengdesnitt av Tømmernestunnelen

Tolket geologisk kart med svakhetssoner, foliasjon, oppsprekking og bergmasseklassifisering er vist i figur 3.53. Kartet viser berggrunnskart fra NGU (2018) som bakgrunnskart. Rosa farge indikerer granittisk til diorittisk gneis, og migmatitt. Dette har vist seg å stemme etter kartlegging.

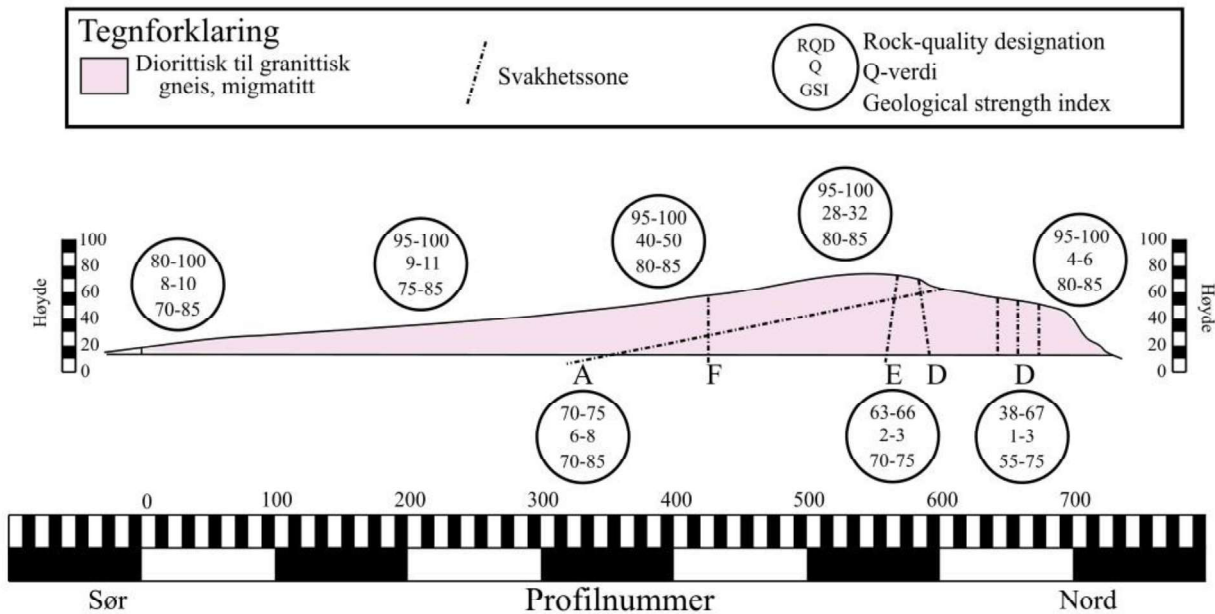
Sprekker og målt foliasjon er tegnet inn med strøk/fall-symboler fra tabell 3.20. Målinger langs foliasjon er i noen tilfeller flyttet omtrent 20 meter til siden fra der målingen ble gjort. Dette er kun gjort med sprekkesett 1 i tilfeller hvor det ikke forventes stor variasjon i retningen på oppsprekkingen

Svakhetssoner er påtegnet kartet fra flyfotostudier. Svakhetssonene parallele med sprekkesett 2 og 3 krysser tunnelen omtrent vinkelrett på tunneltraseen. Det kan forventes at tunnelen krysser flere slike soner enn de som er tegnet inn på kartet (se lokalitet 3).

Bergmasseklassifisering etter RQD, Q-verdi og GSI indikeres også på figuren, basert på tabell 3.24. Der symbolet for bergmasseklassifisering peker på svakhetssoner, er verdiene som er gitt kun representative for bergmassen i svakhetssonene.



Figur 3.53 - Geologisk tolkningskart, med bergart, foliasjon, oppsprekking, svakhetssoner og bergmasseklassifisering påtegnet. Geologisk bakgrunnskart er hentet fra NGU (2018). Måten RQD, Q og GSI er tegnet inn i figuren på, er inspirert av måten Dammyr (2016) presenterer resultater sine på.



Figur 3.54 - Tolket geologisk lengdesnitt av Tømmernestunnelen. Måten RQD, Q og GSI er tegnet inn i figuren på, er inspirert av måten Dammyr (2016) presenterer resultater sine på.

Figur 3.54 viser et tolket geologisk lengdesnitt av Tømmernestunnelen. X-aksen viser tunnelens profilnummer fra 0 (sør) til 722 (nord). Y-aksen viser høyde over havet. Aksene har størrelsesforhold 1:1. Den todimensjonale terrengmodellen er tatt fra kapittel 2.1.1. Tunnelen er tegnet inn som en rett strek i bunnen av figuren. Bergmassen er fargelagt etter bergarten, som forventes å variere lite i tunnelens lengde. Svakhetssoner er tegnet på med tilsynelatende fall, som beregnet i tabell 3.23. Tolket bergmasseklassifisering er også tegnet på figuren. Symbolene som står over bergmassen er bergmasseklassifisering for områder utenfor svakhetssoner. Symbolene under bergmassen er ment å vise til svakhetssonene. Fra venstre til høyre viser de henholdsvis til svakhetszone A, E og D. Bergmasseklassifiseringen viser intervaller basert på tabell 3.24. Både bergmasse og strukturer antas å fortsette samme trender mot dyp, selv om dette ikke er tegnet inn på figuren.

3.2.10. Anslått sikringsbehov etter Q-metoden

Fra det tolkede Q-verdier for lengdesnittet i figur 3.54, kan nødvendig sikring anslås ved hjelp av Q-systemet (NGI, 2015). Dette gjøres etter diagrammet som ble gjengitt i kapittel 2.1.2. Q-verdier som er valgt for de ulike soner og profiler, samt sikringsklasse med anbefalt sikring er vist i tabell 3.25. Tunnelen anbefales sikret med 5-9 cm E500 sprøytebetong, bortsett fra utenfor svakhetssoner i profil 200-650. Der behøves det ikke sprøytebetong som stabilitetssikring. Anbefalt gjennomsnittlig bolteavstand er også gjengitt i tabellen.

Fra gjennomsnittlig bolteavstand er det gjort et anslag for boltebehovet i Tømmernestunnelen. Tabell 3.26 viser beregningene som gjøres. Det antas at boltet buelengde innebefatter hele tunnelprofilen bortsett fra tunnelens såle, som er tunnelprofilens totale bredde. Det velges å gjøre beregninger for tunnelprofilen T9,5. Dimensjonene for det teoretiske sprengingsprofilen er gitt i kapittel 2.1.2. Buelengden til tverrsnittet er omtrent 21 meter. Total bredde (9,5 meter) trekkes fra buelengden, slik at en står igjen med buelengden av tunnelens vegger og heng. Boltet buelengde blir 9,5 m. Boltet buelengde deles på gjennomsnittlig bolteavstand for å finne gjennomsnittlig antall bolt/meter. Det er gjort et anslag for hvor mange av tunnelens løpemeter de ulike sonene gjelder for. Til slutt beregnes antall bolter for profilene ved å multiplisere profilenes lengde med gjennomsnittet for profilene. Vektet gjennomsnitt for antall bolt/meter beregnes, på basis av relativ lengde for sonene. Med disse forutsetningene blir det anslått et gjennomsnittlig boltebehov på **4,5 bolter/meter**. Anslag for for mange bolter som bør brukes i tunnelen blir **3248 bolter**.

Tabell 3.25 – Anbefalt sikring etter anslåtte verdier for Q-systemet.

Sted	Q-verdi	Sikringsklasse	Sprøytebetong	Gjennomsnittlig bolteavstand
Svakhetssoner D og E	2 – Dårlig	4	6-9 cm E500	1,8 m
Profil 650-722	5 – Middels	3	5-6 cm E500	2,1 m
Svakhetssone A	6 – Middels	3	5-6 cm E500	2,2 m
Profil 0-200	9 – Middels	3	5-6 cm E500	2,3 m
Profil 500-650	30 – Godt	3	-	2,7 m
Profil 200-500	40 – (Svært) godt	2	-	3 m

Tabell 3.26 - Beregnet gjennomsnittlig antall bolter/løpemeter og totalt antall bolter i tunnelen, fra eget sikringsanslag etter Q-systemet.

Sted	Boltet buelengde	Gjennomsnittlig bolteavstand	Gjennomsnittlig antall bolt/meter	Antall profiler	Antall bolter
Svakhetssoner D og E	9,5 m	1,8 m	6,4	20 m	128
Profil 650-722	9,5 m	2,1 m	5,5	62 m	340
Svakhetssone A	9,5 m	2,2 m	5,2	25 m	131
Profil 0-200	9,5 m	2,3 m	5	200 m	1000
Profil 500-650	9,5 m	2,7 m	4,3	140 m	596
Profil 200-500	9,5 m	3 m	3,8	275 m	1053
Vektet gjennomsnitt			4,5	Sum	3248

4. Laboratorieundersøkelser

Laboratorieundersøkelsene er utført på prøver fra en blokk i lokalitet 6, se kapittel 3.2.3.6. Fra blokken ble det tatt ut 9 kjerner som ble benyttet til enaksiell trykk-, tilt- og brasilttest. Kjernene ble delt inn i mindre deler, i henhold til standarder som presenteres i dette kapittelet. Tabell 4.1 viser antall prøvestykker som ble benyttet i de forskjellige testene.

Tabell 4.1 – antall prøver som ble benyttet i de ulike testene

Prøve	Antall prøver
Enaksiell trykktest	5
Tilt-test	3
Brasil-test	14

De følgende sidene gir informasjon om laboratorieundersøkelsene. Først kommer det teoretiske grunnlaget for laboratorieundersøkelsene som er utført. Videre vises det til aktuelle standarder for de ulike testene. Det kommenteres dersom metodene avviker fra standard, eller det er aktuelt å grunngi valget av metode. Resultatene fra testene presenteres i tabeller og diagrammer, sammen med resulterende parametere for enaksiell trykkstyrke, E-modul, poissons forholdstall, basis- og residuell friksjonsvinkel, strekkstyrke, lydshastighet og tetthet.

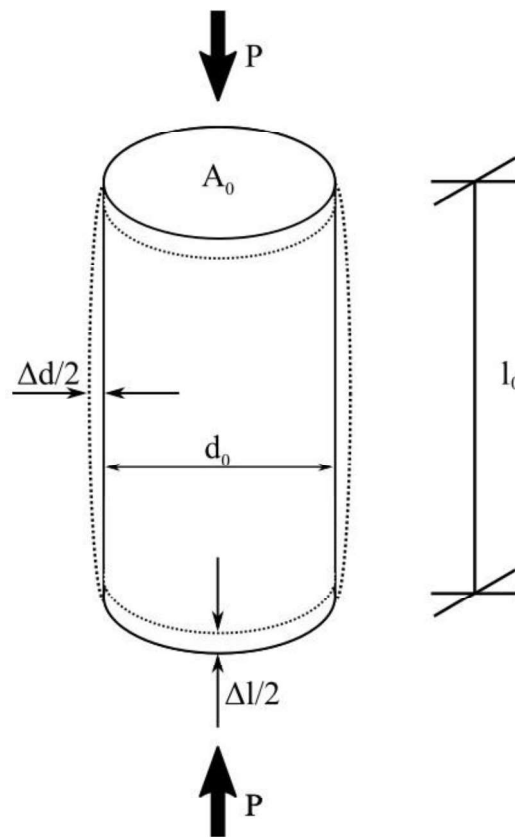
En XRD-analyse (røntgendiffraksjonsanalyse) for mineralbestemmelse ble utført av Tjihuis (2018) tett opp mot innleveringsfristen av denne oppgaven. På grunn av tidsbegrensninger og problemer med apparaturen, var forfatteren av denne oppgaven kun involvert i preparering av denne prøven. Det har likevel blitt valgt å gjengi resultatene, se kapittel 4.3.4.

4.1. Teori

4.1.1. Enaksiell trykkstyrke og «crack initiation»

Enaksiell trykkstyrke (betegnes også UCS) ble beskrevet av Hoek (1977) som den mest omtalte og etterspurte styrkeparameteren for bergarter. Han bemerket også at parameteren er økonomisk vanskelig å oppdrive, siden gode resultater forutsetter nøyaktig geometrisk utforming av prøvestykket. ISRM (1979) gav et forslag til standardisering av metode for å anslå UCS. De anbefalte at det utformes et sylindrisk prøvestykke med lengde 2.5-3.0 ganger diameteren. Diameteren bør være minst 10 ganger større enn største mineral Korn i bergarten. Ligning (16) viser hvordan man beregner spenning (σ) på prøven (se figur 4.1). Spenningen når prøven går i brudd og ikke kan bære større last (lasten betegnes P [N]) betegnes spenningen som σ_c (ISRM, 1979).

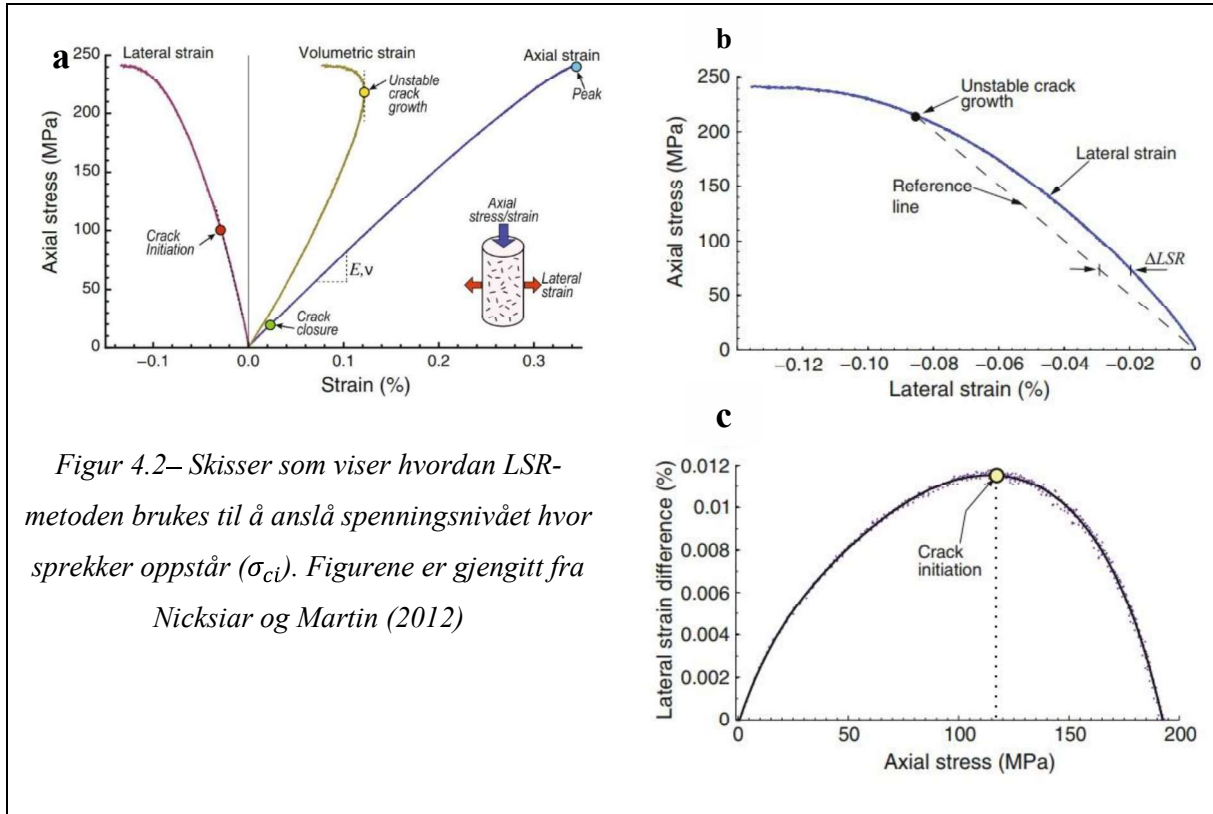
$$\sigma = \frac{P}{A_0} \quad (16)$$



Figur 4.1 – UCS prøvestykke under enaksialt trykktesting. Testen registrerer endring i lengde og bredde. Tøyning er definert med positiv retning ved sammenpressing av prøven.

I tillegg til enaksial trykkstyrke er det mulig å etablere når brudd begynner å oppstå i kjerneprøven under testing. Spenningen kalles «crack initiation» (σ_{ci}) og benyttes som en inngangsparameter for å anslå fare for avskalling ved bergslag, se kapittel 6.1. Nicksiar og Martin (2012) evaluerte eksisterende metoder for å anslå σ_{ci} fra enaksiale trykktester, og foreslo en fremgangsmåte for metoden kalt LSR («lateral strain response»). Den består av 4 steg som gjengis i det følgende. Først plottes volumetrisk tøyning fra *aksiell-* og *radiell tøyning*, gitt av ligning (17). Her identifiseres punktet som kalles «*volumetric strain reversal*». Dette er spenningsnivået hvor ustabil sprekkevekst starter, se figur 4.2a. Videre tegnes en rett linje mellom origo og radiell tøyningsskurve på dette spenningsnivået, se figur 4.2b. Forskjellen mellom den rette linjen og den radielle tøyningsskurven etableres som ΔLSR . Til slutt plottes ΔLSR mot aksial spenning, og man kan identifisere den største endringen i radiell tøyning, som vist i figur 4.2c. I følge Nicksiar (2013) er normale verdier for σ_{ci} 0,42 - 0,47 av σ_c .

$$\frac{\Delta V}{V} \approx \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad (17)$$



4.1.2. E-modul

E-modulen (kalles også elastisitetsmodulus eller «Youngs modulus») til en bergart beskriver den stivheten til bergarten ved små tøyninger. I likhet med metaller og andre materialer kan bergarter strekkes og trykkes sammen noe, uten å gå i brudd. Tøyning (betegnet ε) defineres som forholdet mellom endring i lengde og opprinnelig lengde, ligning (18). For sylindriske prøvestykker kan man også definere radiell tøyning, som skal være negativ med økning i diameter. Slik Δd ble definert i figur 3.54, blir uttrykket som gitt i ligning (19) (ISRM, 1979). E-modulen er den lineære sammenheng mellom enaksiell spenning og enaksiell tøyning, ved små tøyninger. Ligning (20) viser sammenhengen mellom disse, gjengitt fra Irgens (2006). Den kalles Hooks lov, etter Robert Hooke (1635-1703). Ved å måle deformasjon av en prøve i et enaksialt trykkforsøk finner man alle nødvendige størrelser for å fastsette parameteren. Figur 4.1 viser størrelsene som brukes til beregninger av et sylindrisk prøvestykke.

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta l}{l_0} \quad (18)$$

$$\varepsilon_r = -\frac{\Delta d}{d_0} \quad (19)$$

$$\sigma = E\varepsilon \quad (20)$$

ε_a og ε_r er hhv. aksiell og radiell tøyning [enhetsløs].

Δl og Δd er total endring i hhv. lengde og diameter [m].

l_0 og d_0 er opprinnelig endring i hhv. lengde og diameter [m].

E er elastisitetsmodulen, også kalt «Youngs Modulus» [Pa].

Figur 4.3 viser tre eksempler, hvor det benyttes to ulike metoder, *tangentmetoden* og *sekantmetoden* (ISRM, 1979) for å bestemme E-modulen. Ligning (21) og (22) viser hvordan E-modulene regnes ut. Begge metodene beregner E-modulen som forholdet mellom endring i spenning og tøyning over et gitt intervall. Det som er forskjellig, er hvilke intervall som velges. I tangentmetoden velger man et intervall rundt en verdi på y-aksen. Metoden er brukt i figur 4.3 (a), hvor det er valgt et intervall på $50\% \pm 10\%$ av σ_c . Med tangentmetoden blir E-modulen (E_{tan}) lik stigningstallet til kurven dersom den er omtrent lineær i valgt område. Sekantmetoden blir brukt i figur 4.3 (b) og (c). Den første av disse (b) viser en identisk kurve som første (a). Med denne metoden velges intervallet fra origo til et annet punkt, for eksempel slik at $\Delta\sigma$ er lik 50% av σ_c . Det har skjedd større deformasjon i starten av forsøket, noe som gir en konkav form på kurven ved lav spenning. Dette gir en mindre bratt linje mellom de valgte punktene, og E-modulen med sekantmetoden (E_s) blir følgelig lavere enn for tangentmetoden. Figur 4.3 (c) viser et eksempel hvor det forekommer en stor aksiell deformasjon før kurven blir omtrent lineær i området omkring 50% av σ_c . Dersom kurven ser slik ut kan tangentmetoden gi omtrent samme E-modul som i (a), men sekantmetoden gir en betydelig lavere verdi med samme intervall som (b). Eksempelet viser at det er viktig å være bevisst på metoden og intervallet som blir valgt for å bestemme E-modul, siden ulike metoder og intervaller kan gi stor variasjon i parameterens verdi.

$$E_{tan} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_a} \quad (21)$$

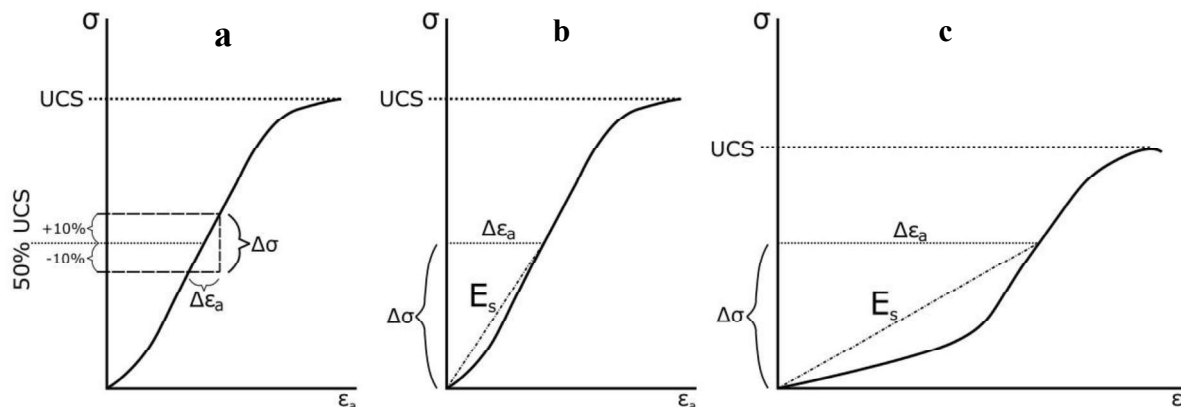
$$E_s = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_a} \quad (22)$$

E_t er elastisitetsmodulusen funnet ved tangentmetoden [Pa].

E_s er elastisitetsmodulusen funnet ved sekantmetoden [Pa].

$\Delta\sigma$ er endring i spenning i valgt intervall [Pa].

$\Delta\varepsilon_a$ er endring i aksial tøyning i det samme intervallet [enh.løs].



Figur 4.3 – 3 ulike kurver med påtrykt spenning plottet mot aksial tøyning etter enaksialt trykkforsøk.

Til venstre (a) benyttes tangentmetoden. Midterste (b) og høyre (c) figur benytter sekantmetoden.

Opprinnelig figur ble hentet fra ISRM (1979) og modifisert.

4.1.3. Poissons forholdstall

Poissons forholdstall (ν) gis av forholdet mellom stigningstallet til den aksielle kurven delt på stigningstallet til den radielle kurven, se ligning (23) (ISRM, 1979). Stigningstallene kan betegnes som endring i spenning delt på endring i tøyning, se ligning (24). Gitt at valgt spenningsintervall er likt for de to stigningstallene, gir ligning (25) et enklere uttrykk for Poissons forholdstall. Tallet er oppkalt etter Siméon Denis Poisson (1781-1840), og kalles også *tverrkontraksjonstallet* (Irgens 2006).

$$\nu = - \frac{\text{Stigningstall aksial kurve}}{\text{Stigningstall radiell kurve}} \quad (23)$$

$$\nu = - \frac{\frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_a}}{\frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_r}} \quad (24)$$

$$\nu = - \frac{\Delta\varepsilon_r}{\Delta\varepsilon_a} \quad (25)$$

$\Delta\varepsilon_r$ er endring i radiell tøyning i samme spenningsintervall som $\Delta\varepsilon_a$ [enh.løs]

4.1.4. Basis friksjonsvinkel

Basis friksjonsvinkel brukes som inngangsparameter i en empirisk sammenheng for å anslå skjærstyrken til en sprekkeflate, gitt av Barton og Bandis (1990). Sammenhengen er gitt i kapittel 3.1.1. Flere metoder kan benyttes til å måle basis friksjonsvinkel i laboratoriet. En av disse metodene er tre-kjerner-metoden. Den ble opprinnelig foreslått av Stimpson (1981). Oppsettet vises i figur 4.4. Med denne metoden brukes 3 borede kjerner hvor de to nederste brukes som base. Den øverste kjernen kan gli mot de to nederste, fastspente kjernene. Bordet roteres til den øverste kjernen begynner å gli. Denne vinkelen er betegnet som ω i denne oppgaven, og brukes ikke utenfor dette kapitlet.

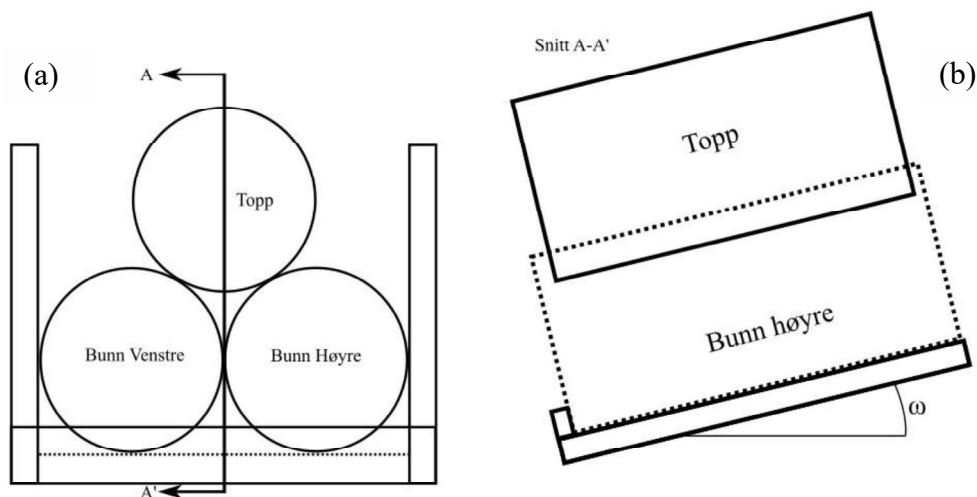
Når man bruker borede kjerner vil metoden ved boringen påvirke resultatene. Ved bruk av grovere bor, vil overflaten være mer ru, noe som vil påvirke friksjonen. Problemstillingen er diskutert av Li, Zhang og Ruiz (2017). De vurderer at borede kjerner likevel kan brukes til å anslå friksjonsvinkel så lenge man følger konvensjonen med hensyn på utstyr og metode ved utforming av sylindrene. Videre diskuterer de også effekten av gjentatt testing på samme overflate ettersom slitasje på overflaten fører til at friksjonsvinkelen endrer seg. De anbefaler å ikke ta flere enn 20 repetisjoner pr. prøve. Ved bruk av tre-kjerner-metoden må derfor avlest vinkel korrigeres. Li, Zhang og Ruiz (2017) foreslår følgende sammenheng mellom friksjonsvinkel avlest i tre-kjerner-metoden og basis friksjonsvinkel, ligning (26).

$$\phi_b = \phi_{3C} - 2^\circ \quad (26)$$

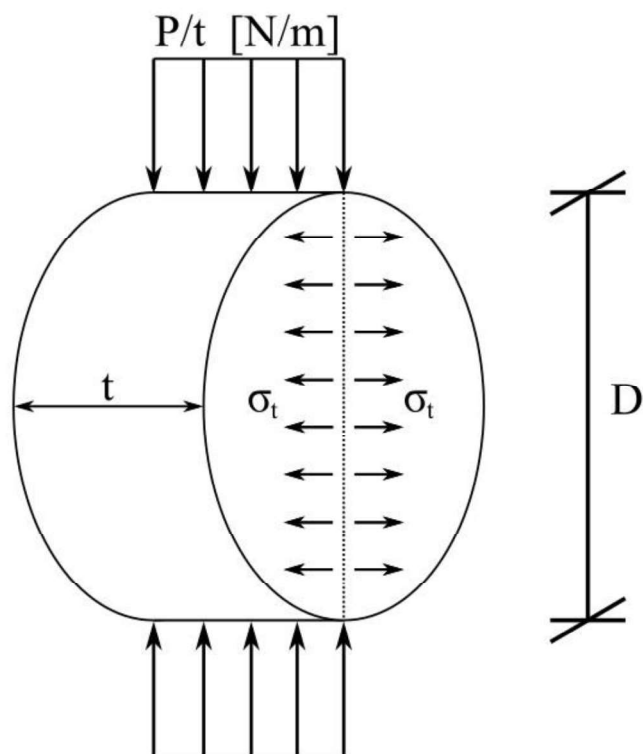
ϕ_{3C} er avlest friksjonsvinkel ved tre-kjerner-metoden (ω ved glidning).

4.1.5. Strekkstyrke

Bergarters strekkstyrke er krevende å måle ved direkte strekktester. Problemstillingen er omtalt av Berenbaum og Brodie (1959), og har med å gjøre at direkte strekktester krever nøyaktig inndeling av prøvestykker. De presenterte tre indirekte tester for strekkstyrken, kalt «bøyetest», «indentation test» og «diametrically compression test». Sistnevnte kalles også «brazilian test» eller på norsk «brasiltest». Testen virker ved at et sylindrisk prøvestykke lastes *diametralt*. Dette innebærer at prøvestykket lastes langs en linje på hver side av cylinderen, se figur 4.4. Det induseres strekkspenning σ_t som er uniformt fordelt langs et plan parallelt med lasten (Berenbaum og Brodie, 1959).



Figur 4.4 – (over) Oppsett av tilttest med 3 sylindriske kjerner stablet oppå hverandre. De to nederste ligger mot en kant, og holdes på plass sideveis. Når vinkelen endres er det dermed kun sylindere betegnet «topp» som kan gli, og den glir mot de to nederste sylindere. (a) viser snittet sett fra bunn bunnen av sylindere når de vippes. (b) viser et lengdesnitt som indikert i (a). Figuren er basert på en figur fra Stimpson (1981) og er modifisert.



Figur 4.5 – Brasiltesten. Figuren viser sammenhengen mellom størrelsene P , t , D og σ_t , og hvordan strekkbrudd induseres i brasiltesten ved diametral lasting.

Når ISRM (1978a) utarbeidet en standard å teste strekkstyrke av bergarter, var brasiltesten en av to tester som ble anbefalt. De laget anbefalinger om prøvestykkets geometri, apparatur, oppsett, pålasting og rapportering. I tillegg gir de sammenhengen mellom geometri, last og strekkstyrke som vist i ligning (27). Metoden vises fortsatt til av ISRM (2018) som foreslått metode i dag.

$$\sigma_t = 0,636 \frac{P}{tD} \text{ [MPa]} \quad (27)$$

P er diametral last på prøven [N]

t og D er lengde og diameter på prøvestykket [mm].

4.1.6. Lydhastighet og tetthet

Lydhastighet er anslått i henhold til Aydin (2014). Lydbølgenes gangtid (t_p) måles fra ende til ende på prøvestykkene («direct transmission»). Apperaturen (Pundit lydhastighetsmåler), er kalibrert til å måle *P-bølge* hastighet, som ifølge Reynolds (2011) er den viktigste seismiske lydhastigheten å ha kjennskap til. I følge Reynolds karakteriseres bølgene av partikkelbevegelse i lengderetningen til bølgen, og har ingen skjærbevegelse. Dette i motsetning til såkalte *S-bølger*. P-bølge hastigheten beregnes ved hjelp av ligning (28) (Aydin, 2014). Lengde av prøvestykkene (l_0) er målt i 6 punkter til en nøyaktighet på $\pm 0,01$ mm med skyvelær. Tetthet er beregnet fra målinger av masse og volum, og gis av ligning (29). Masse ble ikke målt på prøvestykke nr. 2.

$$V_p = \frac{l_0}{t_p} \quad (28)$$

$$\rho = \frac{m}{V} = \frac{m}{l_0 A_0} \quad (29)$$

V_p er lydhastighet [m/s] (P-bølge hastighet, se Aydin (2014)).

t_p er lydbølgens gangtid målt av apperaturen [s].

m er målt masse [kg], V er volum [m³].

4.2. Metode

Delkapittelet beskriver metodene som ble benyttet under laboratoriearbeidet. Testene som har blitt utført er enaksielt trykkforsøk, tilttest, og brasilttest, i tillegg er enhetsvekt og lydshastighet anslått. For enaksielt trykkforsøk og brasilttesten har gjeldende standard fra ISRM (2018) blitt benyttet. Der forsøkene avviker fra standard blir dette beskrevet. Tilttesten har ikke en standard metode for utførelse og derfor beskrives metoden denne ble utført med i større detalj.

4.2.1. Enaksielt trykkforsøk

Forsøket er utført i henhold til standarden ISRM (1979), med enkelte unntak. Ved utforming av bergartsprøvene stilles det krav til at størrelsesforholdet mellom største mineralkorn og prøvestykkets diameter har minimum forhold 1:10. Bergarten har mørke mineralkorn med lengde opp til 20 mm. Skulle standarden vært fulgt, ville dette bety at man måtte velge prøvestykkets diameter på minimum 200 mm. Dette ville også bety at lengde på prøvestykkene måtte vært minimum 500 mm. Dette ville være upraktisk både for utførelsen av forsøket, fordi det ikke ble innhentet nok prøvemateriale til å utføre tester på så stor skala. Derfor ble største praktiske diameter valgt, som er omtrent 50 mm. Standarden anbefaler at det testes på et minimum av 5 prøvestykker. Derfor ble det preparert 5 prøvestykker. Forsøk nr. 3 ble avbrutt av et strømbrydd. Dette innebar at de digitale registreringene (skriving til fil) under testen ble forstyrret, og filen ble ikke lagret. Derfor finnes det kun resultater fra 4 av prøvene. Lydshastighet og tetthet ble også målt før prøvestykkene ble trykktestet.

4.2.2. Tilttest

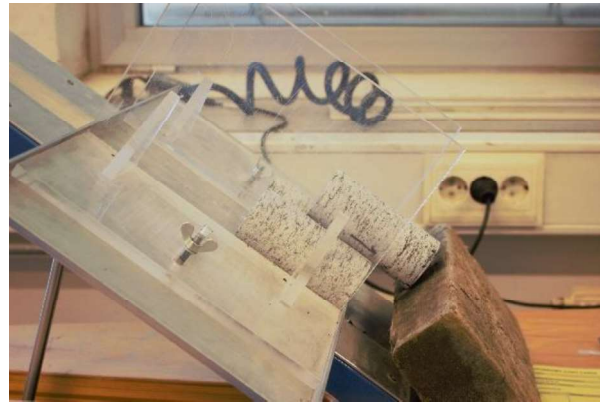
Testen ble utført på 3 sylindriske prøvestykker. Disse ble boret ut av bergartsprøven, med bor som har indre diameter på omtrent 51,0 mm. Boringen hadde en hastighet på 710 omdreinger/minutt, og 0,05 mm innsynking/omdreining. Deretter ble prøvestykkene sagt til ca. 110 mm lengde. Etter saging ble prøvestykkene tørket med trykkluft. Prøvestykkene ble nummerert 1, 2 og 3, og endene ble påtegnet omtrentlige kvadranter A, B, C og D. Figur 4.6 viser oppsett av prøvestykkene i henhold til tre-kjerner-metoden. Apparaturen består av en metallflate med en kant, og to plastvegger som holder de nederste prøvene på plass. Et klinometer måler vinkelen på bordet. Det må manuelt trykkes «hold» på klinometeret når vinkelen blir stor nok til at glidning starter mellom prøvestykkene. Ved hjelp av trykkluft vippes bordet oppover med konstant hastighet. Nøyaktig hvilken hastighet som ble brukt er uklart, men den anslås til omtrent $0,5^\circ/s$. Det legges en trekloss under bordet for å hindre at prøvene skades av lange fall figur 4.7 viser oppsett fra siden, etter at prøven har sklidd ned.

Kapittel 4. Laboratorieundersøkelser

Et system som benytter de påtegnete kvadrantene på prøvene ble benyttet for å holde kontroll over hvor mange repetisjoner sidene av prøven ble utsatt for. Det ble utført 3 repetisjoner per kvadrant, med hver prøve liggende øverst. Dette innebærer 12 repetisjoner per prøve, totalt 36 repetisjoner. Hver kvadrant blir utsatt for 9 repetisjoner, hvor slitasjen skjer på litt ulike steder innad i kvadranten. De sylindriske prøvestykkene har lengdeakse vinkelrett på foliasjonen til bergarten, og glidingen foregår dermed i retning vinkelrett på foliasjonen.



*Figur 4.6 - Oppsett av tre-kjerner-metoden.
(Foto: Ole-Jakob Olsen)*



Figur 4.7 - Tilttest - Den øverste kjernen har falt ned på en trekloss. (Foto: Ole-Jakob Olsen)

4.2.3. Brasiltest

Brasiltesten er utført i henhold til standard (ISRM, 1978a), med to merknader. Det er ikke målt vanninnhold på prøvestykkene. Last mot deformasjon er ikke registrert under hele testen, men høyeste last på prøven før brudd registreres. Det ble brukt en mobil punktlastpresse fra GCTS, med kapasitet på 100kN. Oppsettet er vist av to bilder i figur 4.8.



Figur 4.8 - Oppsett av brasiltestene. (Foto: Ole-Jakob Olsen)

4.3. Resultater

4.3.1. Enaksielt trykkforsøk

Dette delkapittelet gir informasjon etter rapporteringskonvensjonen fra ISRM (1979). Figur 4.10 viser bilde av kjerneprøvene som det foreligger resultater fra enaksiell trykktesting. XRD-analyser av kjerneprøven «UC1» har vist at kildebergarten var monzogranitt, se kapittel 4.3.4. Bergarten er dermed en granittisk gneis.

Kjernene er testet med påtrykt last vinkelrett på bergartens foliasjon. Blokken kjernene kommer fra ble funnet i lokalitet 6, ved portal sør (kapittel 3.2.3.6) den 11.10.2017. Blokken befant seg i vestre vegg av forskjæringen, og antas å være sprengt løs. Figur 3.19 viser bilde av blokken (den ble betegnet P3 i felt), og figur 4.11 viser baksiden av blokken før boring. Etter at blokken ble hentet ut ble den pakket inn i 45 mm PE-skum og transportert til Trondheim som ett kolli på fly. Deretter var blokken lagret tørt og i romtemperatur frem til preparering 06.04.2018.

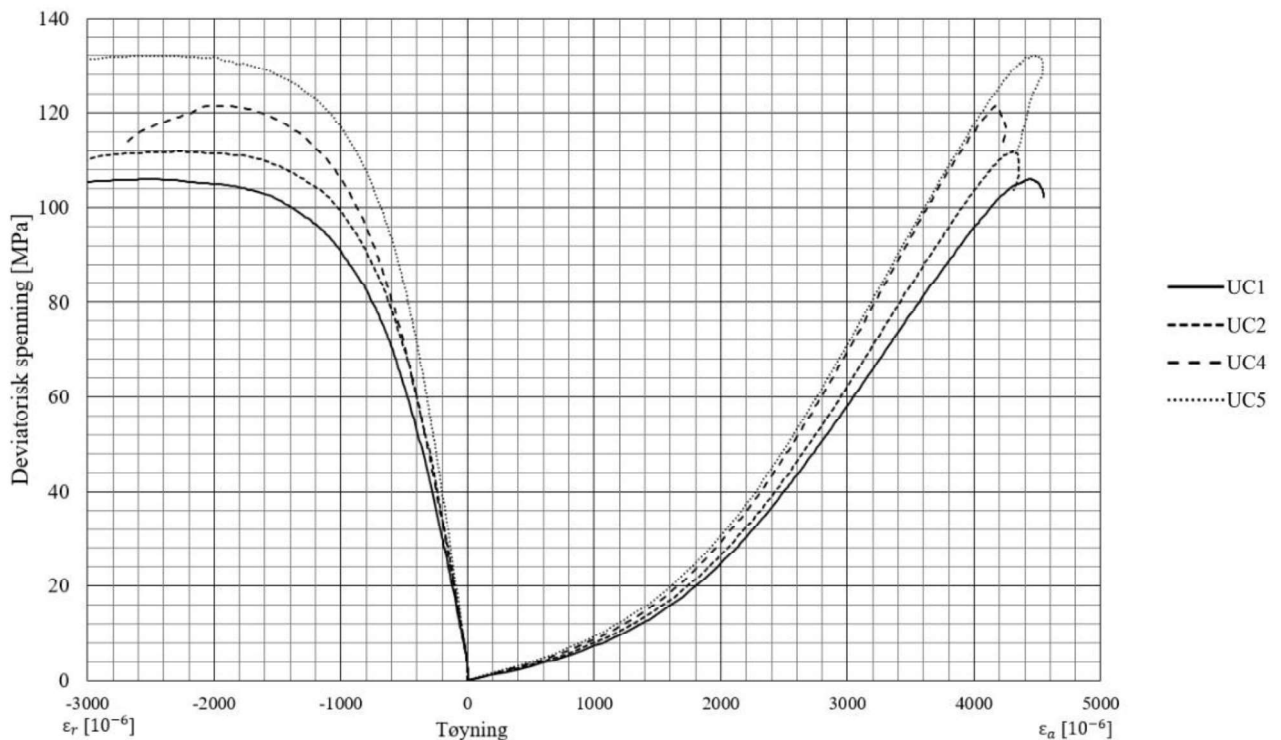
Trykktestingen ble utført 09.04.2018. Det ble testet på 5 kjerneprøver. På grunn av et strømbrydd foreligger det kun resultater fra 4 av prøvene. Tabell 4.3 viser målinger av lengde og diameter på prøvestykkene. Tabellen viser også målt masse. Kjerneprøvene var tørre under testing. Det ble lastet på med omtrent 0.5 MPa/s, med maskinen GCTS RTR-4000. Figur 4.10 viser bruddene som har oppstått i prøvene. Å studere prøvene fra andre vinkler gav utdypende informasjon om bruddene. Det har blitt vurdert at prøve UC1, -4 og -5 gikk i brudd ved splitting langs lengdeaksen, mens UC2 viste skjærbrudd. Figur 4.9 viser spenning-tøyning-diagram for de 4 prøvene det foreligger resultater fra. Ut fra analyse av dataene, og beregning fra ligningene gitt tidligere i kapittel 4, er det funnet verdier for enaksiell trykkstyrke (σ_c), E-modul, Poissons forholdstall, tetthet (ρ) og lydshastighet (V_p). Når det gjelder E-modul og Poissons forholdstall er disse funnet med spenning og tøyning målt i intervallet hvor spenningen er 40-60% av UCS med tangentmetoden (E_{tan50} og v_{tan50}) og 0-20% av UCS med sekantmetoden ($E_{initial}$ og $v_{initial}$). Disse størrelsene, samt gjennomsnittet av målingene er gitt i tabell 4.2.

Det er også gjort anslag for å bestemme spenningsnivået når bergartsprøven begynner å gå i brudd, «crack initiation» (σ_{ci}). Dette er gjort ved hjelp av LSR-metoden som er beskrevet i kapittel 4.1.1. Figur 4.12 viser spenningsnivået ved «volumetric strain reversal». Figur 4.13 viser hvordan ΔLSR er anslått for de fire prøvestykkene. ΔLSR er plottet mot aksiell spenning (σ) i figur 4.14. Spenningsnivået ved største ΔLSR (σ_{ci}) er gitt i tabell 4.2. Gjennomsnittet av målingene viser σ_{ci} på 45,04 MPa, og forholdet σ_{ci}/σ_c er 0,38. Dette er noe lavere enn det forventede intervallet som ble gitt av Nicksiar (2013).

Kapittel 4. Laboratorieundersøkelser

Tabell 4.2 - Resultater fra enaksiell trykktesting. Størrelsene er enaksiell trykkfasthet (σ_c), E-modul etter sekantmetoden og Poissons forholdstall med spenningsintervall 40-60% av UCS, med subskript «tan50». Størrelsene er også funnet ved sekantmetoden og med spenningsintervall på 0-20% av UCS (subskript «initial»). ρ er beregnet tetthet, og V_p er lydshastighet.

	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[GPa]			[kg/m ³]	[m/s]
Prøve	σ_c	σ_{ci}	E_{tan50}	$E_{initial}$	ν_{tan50}	$\nu_{initial}$	ρ	V_p
1	106	41,21	37,14	11,32	0,38	0,07	2668	2453
2	111,9	42,50	40,46	12,02	0,35	0,06	-	-
3	-	-	-	-	-	-	2666	2304
4	121,5	41,48	45,04	13,23	0,39	0,07	2664	2399
5	132,1	54,96	46,43	13,67	0,43	0,08	2665	2438
Gjennomsnitt	117,9	45,04	42,27	12,56	0,39	0,07	2666	2399



Figur 4.9 – Spennings-tøyning-diagram for 4 av prøvestykkene. UCS befinner seg i området 106 – 132,1 MPa. Deviatorisk spenning tilsvarener enaksiell spenning for enaksielt trykkforsøk.



Figur 4.10 - Bilde av kjerneprøvene UC1, UC2, UC4 og UC5 etter enaksiell trykktesting. UC1, UC4 og UC5 viser brudd ved lengdesplitting. UC2 viser skjærbrudd. Foliasjonen er vinkelrett på påtrykt last. (Foto: Ole-Jakob Olsen)

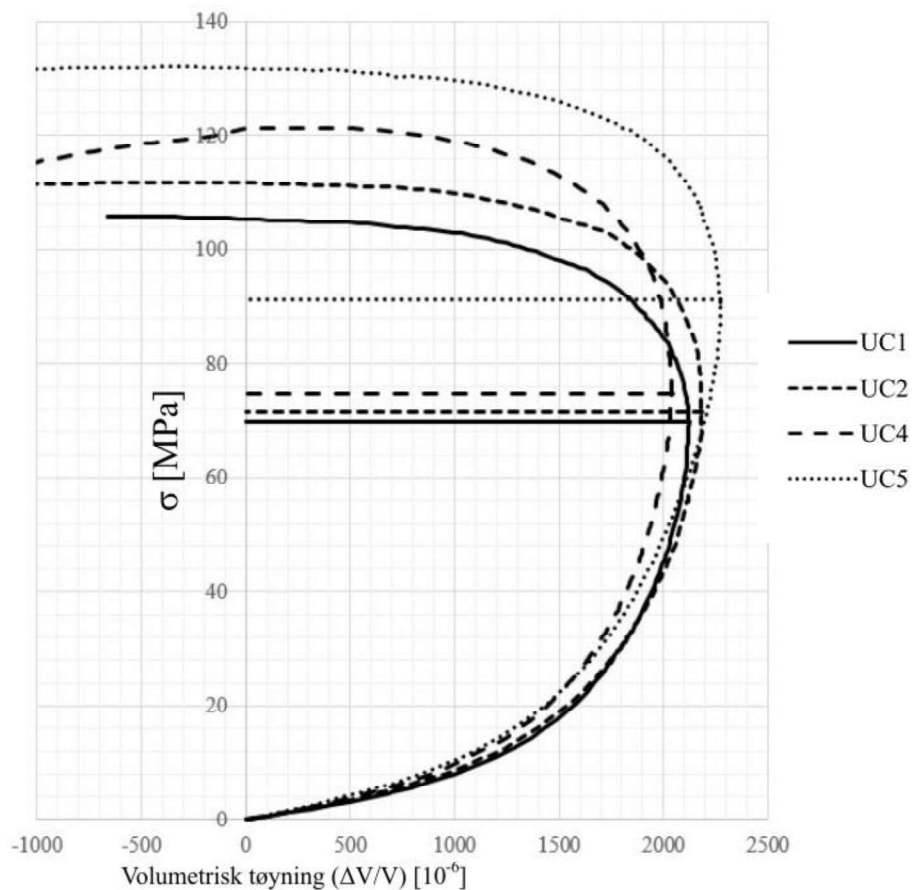


Figur 4.11 - Blokken kjerneprøvene ble tatt fra før boring. Bildet er tatt fra motsatt side som figur 3.19, som ble tatt i felt. Pennens lengde er 14 cm. Blokken viser en mulig svakhet i nedre venstre hjørne på dette bildet. Kjernene som ble brukt til enaksiell trykktesting ble derfor tatt i venstre side av blokken. (Foto: Ole-Jakob Olsen)

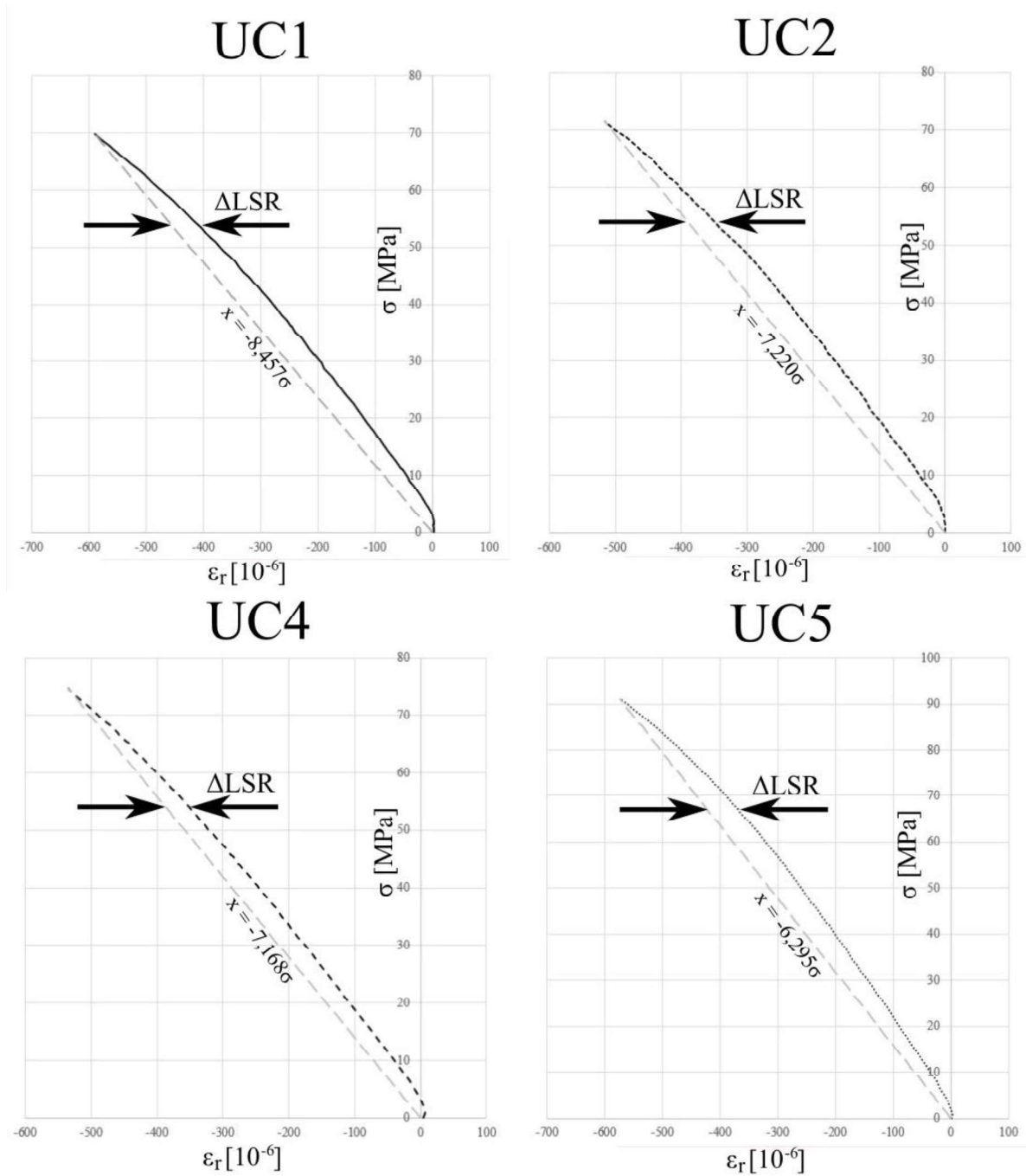
Kapittel 4. Laboratorieundersøkelser

Tabell 4.3 - Målinger og beregnet gjennomsnittlig diameter, målt lengde, og masse på de prøvestykkene for enaksiell trykktest.

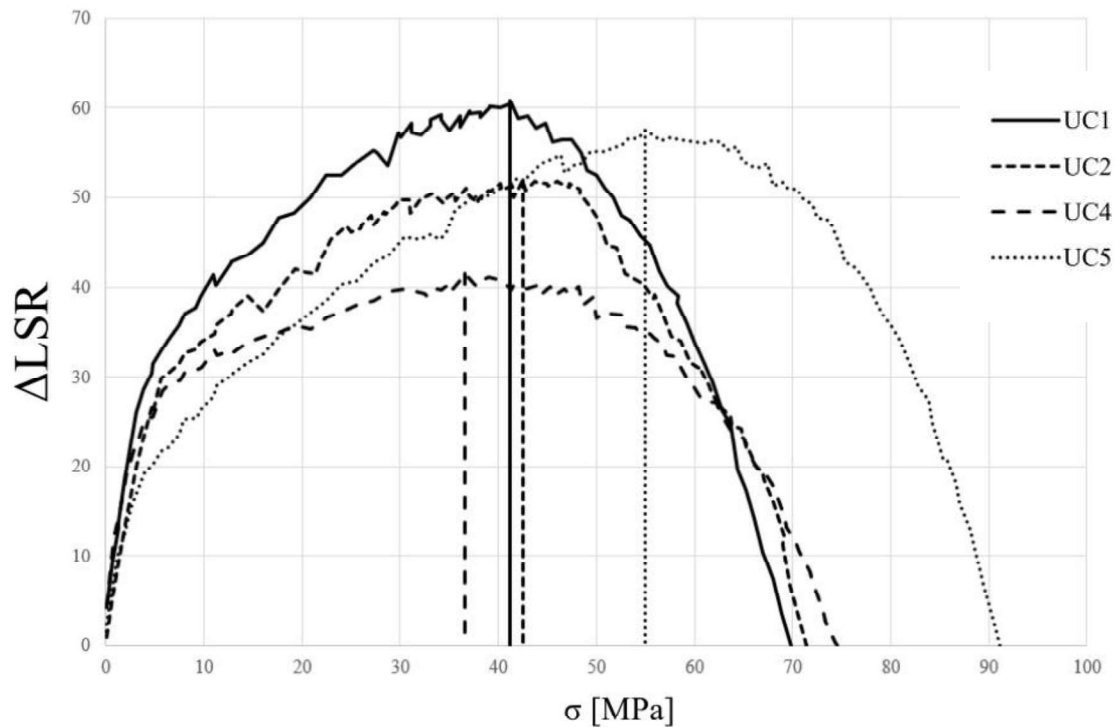
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Måling	UC1	UC2	UC3	UC4	UC5
1	50,64	50,64	50,65	50,65	50,64
2	50,58	50,65	50,66	50,66	50,63
3	50,60	50,66	50,66	50,65	50,62
4	50,59	50,63	50,65	50,65	50,61
5	50,57	50,64	50,62	50,66	50,61
6	50,54	50,64	50,66	50,65	50,58
Diameter [mm]	50,59	50,64	50,65	50,65	50,62
Lengde [mm]	129,25	129,02	129,02	129,05	129,23
Masse [g]	693,21		693,17	692,64	692,97



Figur 4.12 - Figuren viser spenningsnivået for de ulike testene ved "volumetric strain reversal". «strain reversal» forekommer i spenningsintervallet 69,81 - 91,13 MPa. Spenningsnivåene brukes til å fastsette punktene i figur 4.13.



Figur 4.13 - bestemmelse av ΔLSR for de fire testene. Disse figurene ligger til grunn for verdiene på y-aksen i figur 4.14.



Figur 4.14 – Viser hvordan spenningsnivået σ_{ci} bestemmes ved største endring i LSR. σ_{ci} anslås å ligge i intervallet 36,62 – 54,96 MPa.

4.3.2. Tilttest

Testene av tilttest ble utført på 3 sylindriske kjerner, som ble preparert etter beskrivelsen i kapittel 4.2.2. Prøvene ble sagt til sylindere med lengde på omtrent 110 mm, og diameter på 50,7 mm. Prøvene kommer fra samme blokk som sylindrene som ble brukt i det enaksiale trykkforsøket. Det vises der til for beskrivelse av litografi, utførelse, posisjon og tid for prøvetaking, transport og lagring.

Tilt-testingen ble utført 09.04.2018. Vedlegg R viser målinger av friksjonsvinkel under disse forholdene. Gjennomsnittet av målingene gir en friksjonsvinkel med 3-kjerner-metoden (ϕ_{3C}) på 36,3°. I henhold til ligning (26) gir dette en basis friksjonsvinkel (ϕ_b) på 34,3°.

Med korreksjon for forvitret overflate (forholdet r/R ble anslått til 0,85 i kapittel 3.2.6). Ligning (9) gir residual friksjonsvinkel (ϕ_r) på 31,3°.

4.3.3. Brasiltest

Dette delkapittelet gir informasjon etter rapporteringskonvensjonen fra ISRM (1978a). Når det gjelder litografisk beskrivelse, posisjon, dato for prøvetaking, og informasjon om transport og lagring frem til preparering, vises det til informasjonen gitt under enaksialt trykkforsøk, da prøvene kommer fra samme blokk.

Brasiltesting ble utført 09.04.2018. Det ble testet 14 tørre, sylindriske prøvestykker med dimensjoner som gitt i tabell 4.4. Tabellen viser også kraften i kN ved brudd, og beregnet gjennomsnittlig strekkstyrke. Det ble forsøkt å laste på med omtrent 200 N/s, som anbefalt i standarden (ISRM, 1978a). Dette er derimot krevende da det lastes manuelt, og virkelig pålasting kan ha avveket fra anbefalingen. Foliajonen er omtrent parallell med diameteren til prøvestykkene. Samtlige prøver viser strekkbrudd omtrent parallelt med påtrykt last.

I følge Nilsen og Broch (2012) er strekkstyrken av bergarter i størrelsesorden 0,05 av trykkstyrken. Det beregnede forholdet målt σ_t/σ_c blir omtrent 0,075, altså noe høyere enn anslaget fra Nilsen og Broch.

Tabell 4.4 - Målinger av geometri, påtrykt kraft, og beregnet strekkstyrke fra brasiltestene.

	[mm]	[mm]	[kN]	[MPa]
Prøve #	Aksiell	Diameter	Kraft	σ_t
B1	25,3	50,7	19,22	9,54
B2	25,4	50,7	16,77	8,29
B3	26,0	50,7	17,37	8,39
B4	25,6	50,7	19,71	9,67
B5	25,8	50,7	18,48	8,99
B6	25,4	50,7	18,34	9,07
B7	25,2	50,7	17,27	8,61
B8	25,6	50,7	16,63	8,16
B9	25,8	50,6	19,13	9,33
B10	25,8	50,7	18,45	8,98
B11	25,5	50,7	17,84	8,78
B12	25,6	50,7	17,81	8,74
B13	25,6	50,7	18,71	9,18
B14	25,4	50,7	14,34	7,09
Gjennomsnitt (σ_t)				8,90

4.3.4. XRD-analyse

En XRD-analyse ble utført tett opp mot innleveringsfristen til denne oppgaven. Analysen ble utført og tolket av overingeniør ved institutt for geovitenskap og petroleum, L. Tijhuis (2018). Resultatene er gjengitt i Vedlegg P, og viser, ifølge Tijhuis, et kvartsinnhold på 24%, plagioklasinnhold på 38%, og 24% alkalifeltspat. Prøven inneholdt også 8% glimmer, 3% pyroksen, og 3% amfibol. Plasseringen av kildebergarten i et trekantdiagram er utført av forfatteren av denne oppgaven, og vises i Vedlegg Q (Streckeisen, 1976). Kildebergarten er monzogranitt, dermed er det bekreftet at bergarten er en granittisk gneis.

5. Numerisk modellering

Modellering av tunnelen utføres for å vurdere stabilitetssituasjonen, og bergsikringens kapasitet i forhold til forventet last på sikringen. I tillegg kan man gjennom parameterstudier uthente informasjon om spenningssituasjonen i tunnelen.

Det benyttes to ulike modelltyper til å analysere Tømmernestunnelen. Den første er en såkalt *diskontinuerlig modell*, som også kalles en *blokkmodell*. Disse analysene utføres ved hjelp av programvaren *Unwedge*, tilgjengelig fra RocScience (2018e). Det etableres også *kontinuerlige modeller* ved hjelp av *endelig elementers metode*, med programvaren *RS2* (RocScience, 2018a). I resten av kapittelet diskuteres metodene som er brukt, og modellenes oppbygging og resultater.

5.1.1. Diskontinuerlig modell, Unwedge

Ifølge utvikleren (RocScience, 2018e) kan programvaren *Unwedge* benyttes til å identifisere kritiske blokker som kan skli inn i tunnelrommet, som definert av diskontinuitetsplan i bergmassen. Programvaren kan også utføre likevektsberegninger som gir et anslag for sikkerhetsfaktoren for disse blokkene. Blokkmodellen som benyttes av *Unwedge* er utviklet av Goodman og Shi (1985). *Unwedge* er et nyttig verktøy for å anslå stabiliteten i tunnelen, når stabiliteten antas å være styrt av de strukturelle svakhetene som dannes av diskontinuitetene i bergmassen. Programvaren kan også brukes til å vurdere mest gunstige tunnelretning basert på diskontinuitetene. Andre fordeler de oppgir er at disse modellene gir mulighet for analyse av blokker i 3 dimensjoner (3D), mens endelig elementers metode krever mye datakraft for å analysere i 3D. Denne fordelingen gir også *Unwedge* muligheten til å analysere mest gunstige tunnelretning basert på diskontinuitetsplanene (Goodman og Shi, 1985).

5.1.2. Kontinuerlig modell, RS2

RS2 er kort for «Rock and Soil 2-dimensional analysis program», og er en annen programvare utviklet av RocScience (2018a). Programvaren benytter *endelige elementers metode* (FEM «Finite Element Method») til å finne informasjon om spenning- og deformasjonsfordeling i modellen. Det etableres en såkalt *elementmodell*, hvor en geologisk modell i 2 dimensjoner (2D) deles inn i mindre, sammenkoblede elementer. I *RS2* kalles elementmodellen for «mesh». Elementene tilegnes fysiske egenskaper som tyngde, styrke og stivhet. I tillegg behøves informasjon om spenningsfordeling og eventuelt grunnvannstrykk. Når modellen er definert, beregner programvaren fordeling av spenning, deformasjon, og eventuelle brudd i modellen ut

fra numeriske metoder. De numeriske metodene som ligger bak løsningen av modellen er ikke videre diskutert i denne oppgaven.

Som nevnt i forbindelse med blokkmodellene er det fordeler og ulemper med bruk av metodene. FEM krever relativt sett større datakraft. Selv om modellen er i to dimensjoner, bruker den betydelig lengre tid for å utføre analysen enn Unwedge gjør for et tredimensjonelt problem. Samtidig krever en 2D modell forenklinger i forhold til 3D-problemet. Det kan særlig gi problemer dersom stabiliteten er styrt av geologiske strukturer som ligger i modellplanet, eller spenninger som virker inn i modellplanet (retningen betegnes Z i modellene), da effekten av disse er vanskelig å få med i en 2D-modell. Fordelen med FEM-analyser er at de gir informasjon som blokkmodellen ikke gir. Eksempler på dette som er av særlig betydning i denne oppgaven, er spenningsfordelingen rundt tunneltverrsnittet og muligheten til å estimere hvor eventuelle brudd oppstår i berg, langs sprekker og i bergsikring.

5.2. Teoretisk grunnlag for analysene

5.2.1. Stabilitetsbetraktninger

Nilsen (2000) diskuterer begrepet sikkerhetsfaktor (FS «Factor of safety») for blokker mot utglidning i skråninger. Sikkerhetsfaktoren er definert som forholdet mellom krefter som motvirker, og driver bevegelse av en blokk, se ligning (34). Teoretisk vil en blokk gli dersom de drivende kreftene er større enn de motvirkende kreftene. Da er sikkerhetsfaktoren mindre enn 1. I realiteten er det krevende å bestemme kreftene med sikkerhet, og flere av de involverte kreftene varierer over tid. Det benyttes marginer i sikkerhetsfaktoren for å ta hensyn til variasjon og usikkerhet. anbefalte minste sikkerhetsfaktorer for skråninger gitt av Nilsen for korttids- og langtidsstabilitet, er henholdsvis 1,3 og 1,5. Sikkerhetsfaktorer kan på samme måte benyttes i tunneler. I disse tilfellene er typiske krefter som virker på blokken; tyngden til blokken, friksjon fra diskontinuitetsflater, spenninger og eventuell sikring. Nilsen og Broch (2012) foreslår at det brukes sikkerhetsfaktor 1,5 – 2,0 i slike tilfeller.

$$FS_{\text{blokkglidning}} = \frac{\text{Motvirkende krefter}}{\text{Drivende krefter}} \quad (30)$$

Sikkerhetsfaktor kan også benyttes til å anslå sikkerhet mot bergslag. Et anslag for sikkerhetsfaktor er gitt av Martin og Christiansson (2009), basert på probabilistiske analyser hvor inngangsparameterne varieres. Sikkerhetsfaktoren mot bergslag er gitt i ligning (31). Martin og Christiansson foreslår å benytte spenningsnivået for «fracture initiation» (σ_{ci}) som

et konservativt nedre estimat for bergmassen styrke mot avskalling (σ_{sm}). σ_{max} er den største tangentialspenningen mot bergoverflaten, som tidligere er diskutert i kapittel 2.3.3. Analyser etter endelige elementers metode er egnet til å anslå denne spenningen.

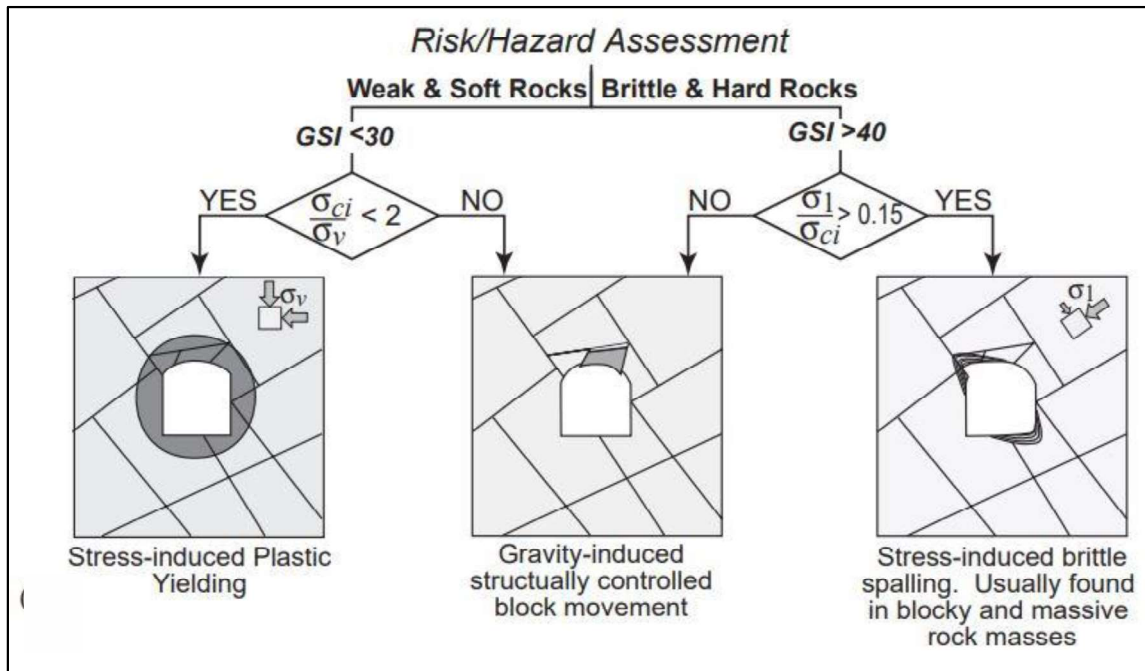
$$FS_{bergslag} = \frac{\sigma_{sm}}{\sigma_{max}} \quad (31)$$

Anslag kan også gjøres for hvor alvorlig bergslagsproblemene kan bli i tunnelen. En måte å anslå dette på, er fra empiriske sammenhenger mellom dybden på bruddene som oppstår, og forholdet mellom største tangentialspenning (σ_{max}), og bergartens enaksielle trykkstyrke (σ_c). Martin, Kaiser og McCreath (1999) kaller forholdet «damage index» (D_i), se ligning (32). Dersom forholdstallet er større enn 0,4, forventes det at bergslag oppstår i tunnelen. Den empiriske sammenhengen på dybden av bruddene (R_f/a) og D_i er gitt i ligning (33). For mer informasjon om denne sammenhengen vises det til Martin, Kaiser og McCreath (1999).

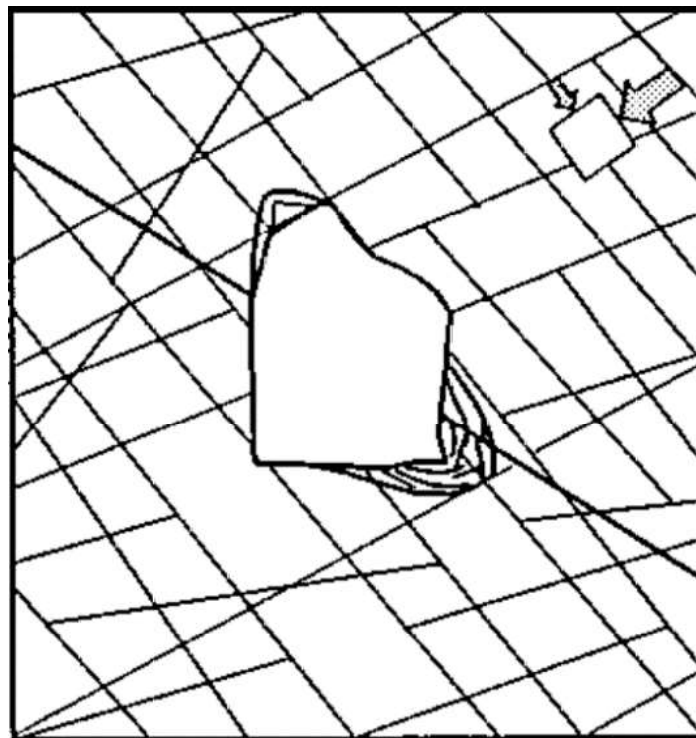
$$D_i = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_c} \quad (32)$$

$$\frac{R_f}{a} = 0,49(\pm 0,1) + 1,25D_i \quad (33)$$

I dette delkapittelet har det blitt gitt kriterier hvor man kan vurdere fare for blokknedfall og bergslag. Problemene må antas å oppstå under forskjellige forhold. Ved høye spenninger forventes stabilitetsproblemer som følge av bergslag, mens sikkerhetsfaktoren mot blokknedfall øker. I motsetning får man ikke problemer med bergslag ved lave spenninger, men det er større fare for blokknedfall. Dette illustrert av Martin, Kaiser og Christiansson (2003) i et flytskjema hvor GSI, intakt bergartsstyrke (σ_c) og største hovedspenning (σ_1) benyttes til å vurdere hvilke stabilitetsproblemer som forventes i tunneler. Figur 5.1 viser flytskjemaet. Skjemaet viser også at ved stor overdekning og lav bergartsstyrke, forventes «stress-induced plastic yielding», eller hva vi på norsk kaller «skvising». Martin, Kaiser og McCreath (1999) diskuterer også stabilitetsproblemene som oppstår i situasjoner hvor spenningssituasjonen er «intermediær», når forholdet σ_1/σ_c er mellom 0,15 og 0,4. Dersom bergarten er hyppig oppsprukket, forventes det at det oppstår sprø brudd i bergarten som utvikler seg videre langs eksisterende sprekker, se figur 5.2.



Figur 5.1 - Empirisk sammenheng for å vurdere hvilke stabilitetsproblemer som forventes i tunnelen på grunnlag av GSI, intakt bergartsstyrke (σ_c) og største hovedspenning (σ_1). Figuren er gjenngett fra Martin, Kaiser og Christiansson (2003). Merk at Martin benyttet σ_{ci} som notasjon for intakt bergartsstyrke, som er betegnet σ_c i denne oppgaven.



Figur 5.2 - Brudd som forventes å oppstå i spenningssituasjon med σ_1/σ_c mellom 0,15 og 0,4, og hyppig oppsprekking. Avskalling forventes å utvikle seg i intakt berg, utvikle seg videre langs eksisterende sprekker (Martin, Kaiser og McCreath, 1999).

5.2.2. Materialmodeller

I modelleringen med endelige elementers metode, benyttes det en plastisk materialmodell hvor styrken til bergarten defineres for intakt bergmasse. I tillegg defineres en lavere residual styrke for bergmassen etter at den har gått i brudd. Det defineres også en *dilatans*, et mål for bergmassens volumendring under skjærdeformasjon (RocScience, 2018d).

Bruddkriteriet som benyttes under modelleringen er det såkalte Hoek-Brown-kriteriet. Den generaliserte versjonen av bruddkriteriet blir brukt. Denne versjonen ble gitt av Hoek, Carranza-Torres og Corkum (2002), og er gjengitt i ligning (34). Inngangsparameterne til bruddkriteriet er gitt i ligninger (35) til (37). De er basert på bergartsklassifisering etter GSI, som ble beskrevet i kapittel 3.1.3. «Disturbance factor» (D) varierer mellom 0 og 1. Den er 0 ved svært forsiktig sprengning eller for tunnelen drevet med fullprofilboring. D er 1 når kvaliteten på sprengningen er svært lav, og det blir betydelig skade på berget som følge (Hoek, Carranza-Torres og Corkum, 2002). Ifølge Nilsen (2018) kan verdien 0,5 brukes ved lav kvalitets sprengning i tunnel. Verdien 0,2 kan være rimelig ved forsiktig sprengning. I Tømmernestunnelen antas det at man ikke har sprenget forsiktig, og det er valgt å sette D lik 0,5. Fra tabell gitt av Hoek (2007) gis det at normal verdi for materialkonstanten m_i for gneis er 28 ± 5 .

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (34)$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (35)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (36)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (37)$$

Residualverdier til bruddkriteriet er gitt etter anbefaling fra Cai *et al.* (2007), basert på residual GSI, GSI_r . Verdiene gis av ligning (38) til (40). Cai et al. gir også en metode for å anslå residual GSI som baserer seg på reduksjon av inngangsparameterne til GSI, gitt i Vedlegg L. For modelleringen i denne oppgaven har det blitt valgt å sette $GSI_r = 0,5 \cdot GSI$, etter anbefaling fra professor Bjørn Nilsen (2018), ved institutt for geovitenskap og petroleum på NTNU.

$$m_r = m_i \exp\left(\frac{GSI_r - 100}{28}\right) \quad (38)$$

$$s_r = \exp\left(\frac{GSI_r - 100}{9}\right) \quad (39)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI_r/15} - e^{-20/3}) \quad (40)$$

Bergmassens E-modul (E_{rm}) beregnes fra en empirisk sammenheng mellom intakt E-modul (E_i), GSI og D. Sammenhengen er gitt av Hoek og Diederichs (2006), og er gjengitt i ligning (41). For parameteren *dilatans* velges ligningen som anbefales av RocScience (2018d) for harde bergarter, ligning (42).

$$E_{rm} = E_i \left(0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\left(\frac{60+15D-GSI}{11}\right)}} \right) \quad (41)$$

$$Dilatans = 0,666 \cdot m \quad (42)$$

I et forsøk på å modellere dybden på avskalling ved eventuelt bergslag benyttes metoden DISL («non linear damage initiation and spalling limit») introdusert av Diederichs (2007). Spesielle Hoek-Brown-parametere benyttes til analyse av avskalling ved bergslag, som tar hensyn til strekkstyrke og «fracture initiation»-spenningen. Foreslåtte inngangsparametere er gitt av ligning (43) og (44). Videre foreslås å bruke Hoek-Brown parameter a lik 0,25. Residuale verdier for s , m , og dilatans foreslås til henholdsvis 0, 6-9 og 0 for å simulere bergmasse som ikke er innspent av sikring. Ved bruk av metoden, forventes det at bruddelementer i modellen med relativ nøyaktighet viser størrelsen på eventuell «breakout» som dannes. Metoden ble benyttet av Dammyr (2016) i analysen av bergslag i vannkrafttunneler i Kobbelv, og samsvarte ganske nøyaktig med observerte brudd i tunnelen.

$$s = \left(\frac{\sigma_{ci}}{\sigma_c}\right)^{1,33} \quad (43)$$

$$m = s \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_t}\right) \quad (44)$$

Ved bruk av sprekker i modellen benyttes Barton-Bandis-kriteriet som gitt i ligning (7). Sprekkes normal- og skjærstivhet (henholdsvis k_n og k_s) kan ifølge RocScience (2018b)

anslås ved hjelp av ligninger (45) og (46). Her er G skjærmodulen til intakt berg (G_i) og bergmasse (G_{rm}). Disse beregnes fra respektive E-moduler ved hjelp av ligning (47), fra elastisitetsteori (Irgens 2006).

$$k_n = \frac{E_i E_{rm}}{E_i - E_{rm}} \quad (45)$$

$$k_s = \frac{G_i G_{rm}}{G_i - G_m} \quad (46)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (47)$$

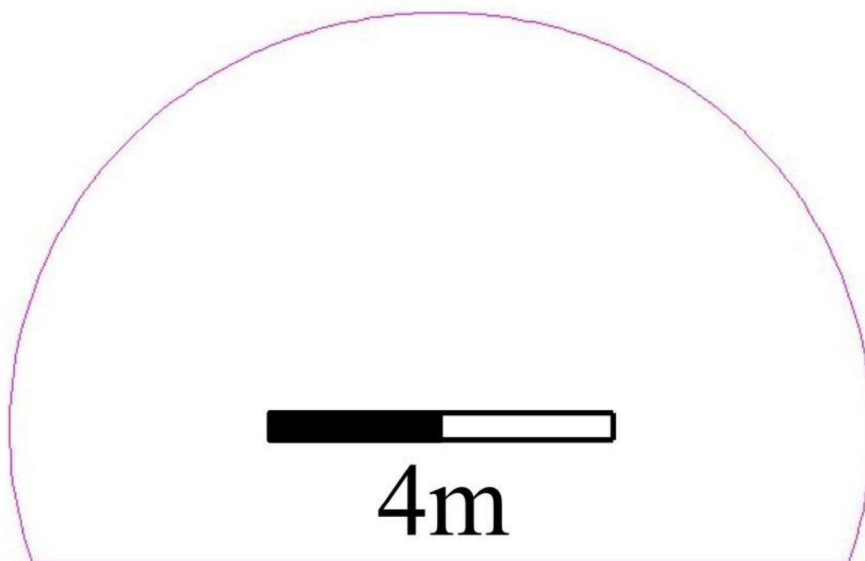
5.3. Modellering i Unwedge

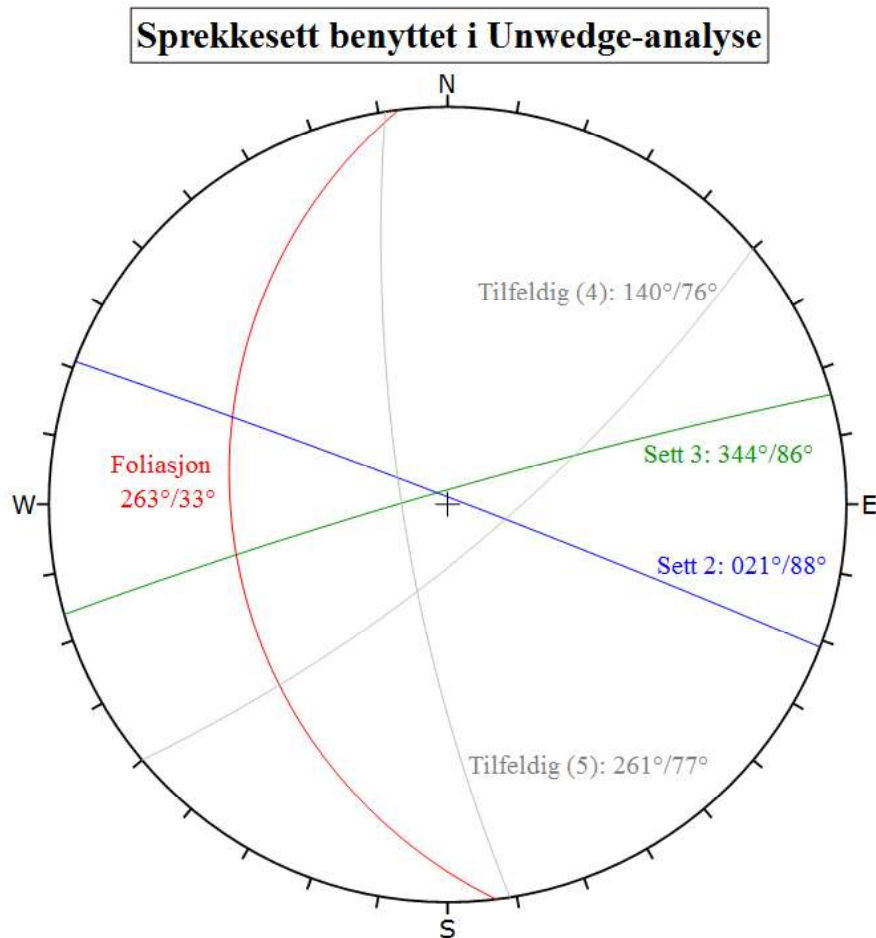
5.3.1. Modellenes oppbygging

Inngangsparameterne som er benyttet til analysen i Unwedge er samlet i tabell 5.1. Tunnelens retning ble målt i forbindelse med feltundersøkelsene, se kapittel 3.2.7. For sikkerhetsfaktor kreves 1,5, noe som vurderes konservativt for langtids stabilitet. Det modelleres med de antatte boltegenskapene til de gamle boltene, se kapittel 2.1.4. For sprekkenes egenskaper benyttes Barton-Bandis-kriteriet, se ligning (7). Inngangsparameterne er verdier målt i felt og lab. Gjennomsnittlig verdi av JCS for sprekkesett 1, 2 og 3 benyttes, 120 MPa. For JRC benyttes gjennomsnittlig verdi på 11. Residual friksjonsvinkel er anslått til $31,3^\circ$, se kapittel 4.3.2. For modelleringen er det valgt å benytte tunnelprofil T9,5. Profilet er tegnet i AutoCAD etter dimensjonene som er gitt i kapittel 2.1.2. Figur 5.3 viser det tegnede profilet, som importeres til Unwedge. For analysen er det lagt inn 5 ulike sprekkesett, vist i figur 5.4. Det legges inn en maksimal «out of plane» lengde på kilene som kan dannes av sprekkesettene. Denne er valgt på grunnlag av observasjoner av faktiske nedfalte blokker i tunnelen. I analysen er det ikke lagt inn omsluttende bergspenninger. Dette vil kun øke sikkerhetsfaktorene, og bør ikke brukes for å vurdere langtids stabilitet (RocScience, 2018b). Sikkerhetsfaktorene som beregnes av Unwedge kan antas å være konservative. Dette kom fram under veiledning med professor i bergmekanikk Charlie C. Li, ved institutt for geovitenskap og petroleum på NTNU.

Tabell 5.1 - Inngangsparametere til analysen i Unwedge

Parameter	Størrelse	Enhet	Kilde
Spenninger			Ikke benyttet
Vanntrykk			Ikke benyttet
Tunnelens retning	N10°Ø		Kapittel 3.2.7.
Design FS	1,5		(Nilsen og Broch, 2012)
Tetthet (ρ)	2666	kg/m ³	Lab, se tabell 4.2
Sprekkeretninger	5		Se figurtekst for figur 5.4.
Kilers «out of plane» lengde	max 2	m	Tunnelkartlegging, se kapittel 3.2.5.
Sprekkers egenskaper			
JCS	120	MPa	Feltkartlegging, kapittel 3.2.6.
JRC	11		Feltkartlegging, kapittel 3.2.6.
Residual friksjonsvinkel	31,3	°	Lab og felt, kapittel 4.3.2.
Boltenes egenskaper			
Strekstyrke	100	kN	Se kapittel 2.1.4.
Boltelengde	3	m	Fra Q-systemet, kapittel 2.1.2.

*Figur 5.3 - Tunnelverrsnitt for profil T9,5 tegnet i AutoCAD og importeres til Unwedge*



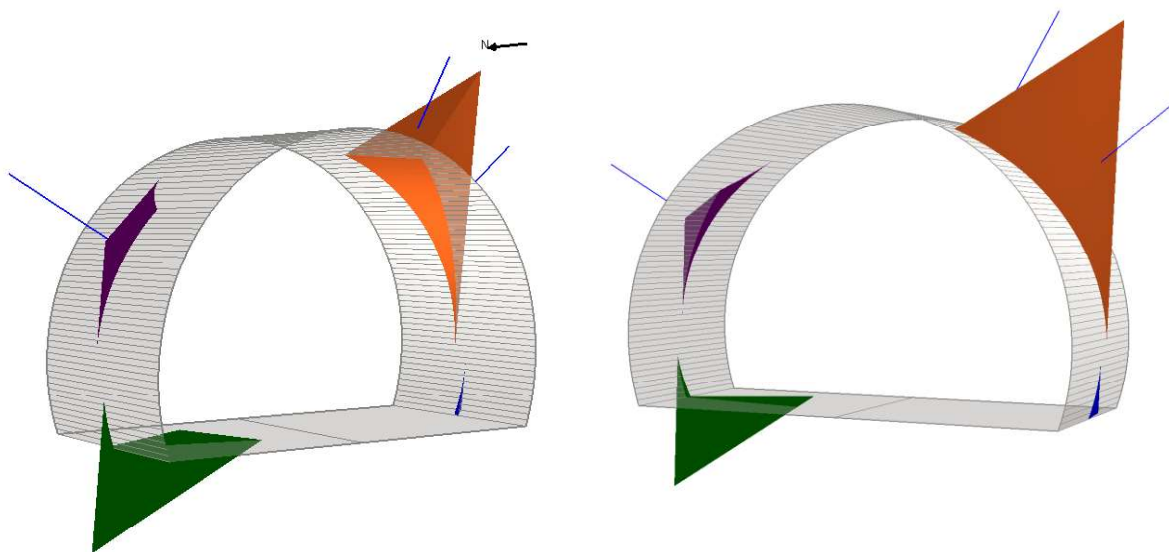
Figur 5.4 - Sprekkesettene som benyttes i analysen i Unwedge. Sprekkesett 1 (foliasjon), 2 og 3 er valgt fra målinger i nordlig del av tunnelens lengde. I tillegg benyttes det to tilfeldige sprekker som ble målt i Tømmernestunnelen. Tilfeldig sprekk (nr. 4) er målt i profil 430. Nr. 5 er målt omtrent i profil 510, mer om dette i kapittelet om tunnelkartlegging, kapittel 3.2.5. Figuren er tegnet i Dips.

5.3.2. Resultater

Resultatene fra Unwedge presenteres i figurer som visualiserer hvilke kiler som kan dannes av sprekkeseettene i sammenheng med tunnelens tverrsnitt og retning. Figur 5.5 viser kilene som dannes av sprekkeseett 1, 2 og 3 under forutsetningene som er gitt. Her er også foreslått sikring lagt inn i form av 3 «spot»-bolter. Unwedge beregner også parametere som nødvendig sikringstrykk, kilers volum eller vekt, kritisk sikkerhetsfaktor osv. Analyser ble utført hvor kiler dannet av ulike kombinasjoner av 3 sprekker, er sortert etter nødvendig sikringstrykk og sammenlignet. Kilenes volum, posisjon til kritisk kile, og sikret/usikret sikkerhetsfaktor er også beregnet. Resultatene fra disse analysene er samlet i tabell 5.2. Fra observasjonene i tunnelen antas det at kilene som egentlig kan dannes i tunnelen, mest sannsynlig er en kombinasjon av sprekkeseett 1, og minst ett av sprekkeseettene 2 og 3. Kombinasjonene av sprekkeseett som

stemmer med disse forutsetningene er markert i tabellen, det gjelder ID nr. 4, 6, 7, 8 og 9. Tabellen viser at de mest kritiske kombinasjonene av sprekkesett er de som ikke involverer sprekkesett 1, men andre kombinasjoner av sprekkesett. Den «naturlige» kombinasjonen av sprekker som ble observert i felt (sett 1, 2 og 3), gir nest lavest sikringstrykk av kombinasjonene som er analysert. Eksisterende sprekker gir mer kritiske kiler dersom de kombineres med en av de tilfeldige sprekke. Kritisk kile gir svært lave sikkerhetsfaktorer uten sikring. Med sikring (en bolt) har alle sannsynlige kiler tilstrekkelig FS.

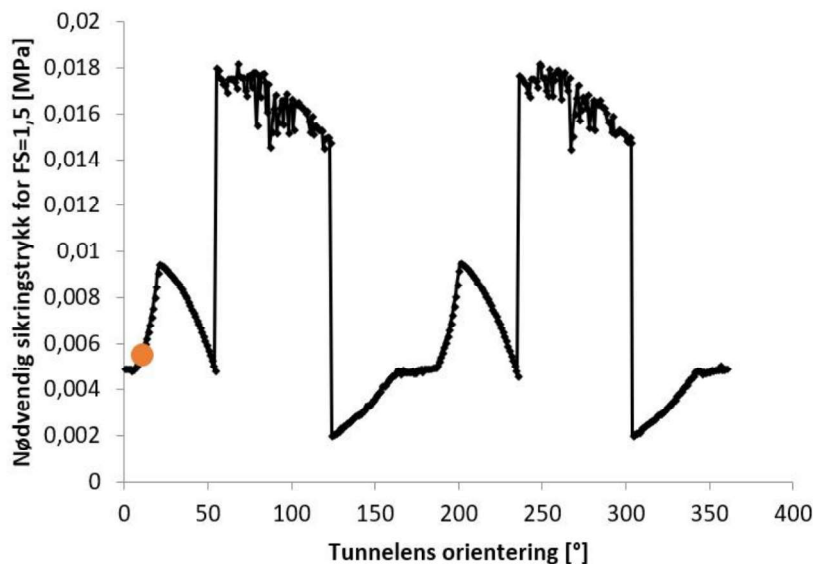
Analyser som benytter kombinasjonen av sprekkesett 1, 2 og 3 er utført mens tunnelen roteres horisontalt 360 grader. Resultatene (figur 5.6) viser en variasjon i nødvendig sikringstrykk som funksjon av tunnelens retning. Tunnelretningen på N10°Ø er ganske gunstig med hensyn på nødvendig sikringstrykk. Tunnelretninger 55°-124° er særlig ugunstige pga. en stor kile som kan defineres av sprekkesettene i hengen.



Figur 5.5 – 3D-modell som viser kilene som dannes i tilfellet hvor sprekkesett 1, 2 og 3 brukes, og hvordan disse er boltet. Venstre side viser et snitt med retning omtrent mot N40°Ø. Høyre side viser et snitt med retning mot Nord.

Tabell 5.2 - Analyse av sprekkekombinasjoner. Disse er sortert (ID) etter nødvendig sikringstrykk for å oppnå FS på 1,5 og etter volum på kilene. Kolonnen «kritisk posisjon» viser hvor i tunnelverrsnittet den kritiske kilen befinner seg. For kritisk kile er FS vist med og uten anbefalt sikring. Dette er kun gjort for kiler som involverer sprekkesett 1/2/x eller 1/3/x, hvor x er hvilket som helst tilfeldig sprekkesett. Disse tilfellene er markert gult, det gjelder ID nr. 4, 6, 7, 8 og 9. Merk at tilfellet med kun de tre sprekkeene 1, 2, og 3 kommer langt ned på denne listen (merket grønt). Med boltene som er valgt blir sikkerhetsfaktoren tilstrekkelig i alle tilfellene som er modellert.

ID	Sprekker involvert			[Mpa]	[m ³]	Kritisk kile		
				Sikringstrykk	Volum	Kritisk posisjon	Usikret FS	Boltet FS
1	2	3	4	0,062	5,501	Øvre venstre		
2	2	4	5	0,050	3,099	Øvre høyre		
3	3	4	5	0,034	1,276	Øvre venstre		
4	1	2	4	0,024	1,372	Øvre høyre	0	1,97
5	2	3	5	0,023	21,955	Øvre høyre		
6	1	3	4	0,013	0,397	Heng	0	9,17
7	1	2	5	0,007	0,198	Øvre venstre	0	6,88
8	1	3	5	0,007	0,166	Øvre venstre	0	6,53
9	1	2	3	0,006	0,146	Øvre venstre	0,1	6,9
10	1	4	5	0,001	0,126	Øvre høyre		



Figur 5.6 - Nødvendig sikringstrykk for å oppnå sikkerhetsfaktor 1,5 mot blokkutgliding definert av sprekkesett 1, 2 og 3. Sikringstrykk er plottet mot ulike tunnelorienteringer i Unwedge. Gul ring indikerer faktisk tunnelorientering. Tunnelretninger 55° - 124° er særlig ugunstige på grunn av en stor kile som dannes i hengen når tunnelen har disse vinklene.

5.4. Modellering i RS2

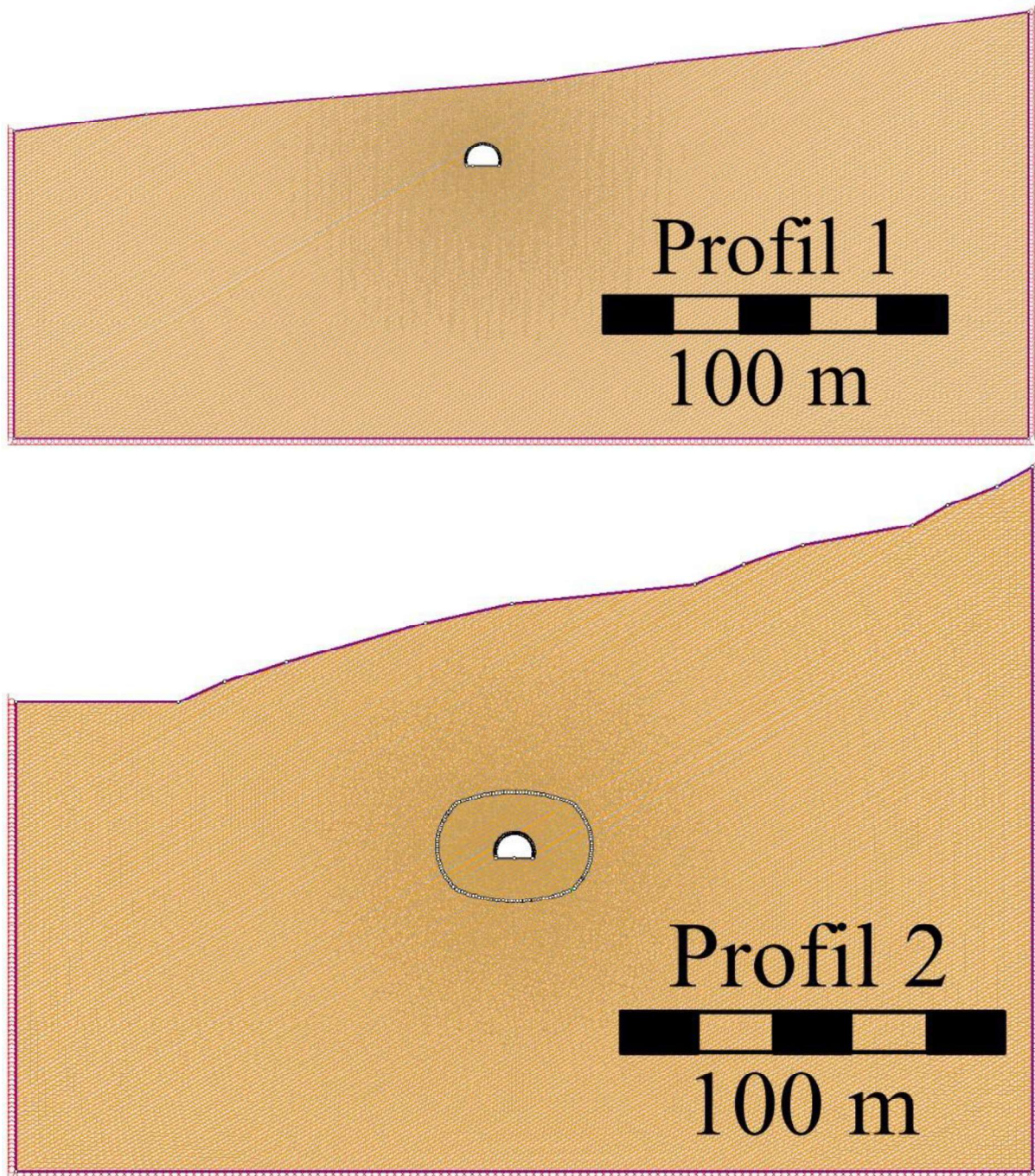
5.4.1. Modellenes oppbygging

Ved modellering i RS2 blir det etablert to modeller i tverrsnittplanet til Tømmernestunnelen. De to profilene ligger omtrent på tunnelens profil nr. 160 og 560 meter fra portal sør. Profilene er valgt for å illustrere effekten av varierende overdekning og materialer. Samtidig var det ønskelig å velge profiler hvor det ikke foregår store kurvaturendringer på terrengoverflaten utenfor modellplanet, da 2D-modellen ikke fanger opp effekten av slike endringer. Terrengmodeller defineres basert på høydekotene i berggrunnskartet fra NGU (2018), se figur 5.8. Lengden mellom høydekotene langs profilene er målt. Koordinater langs overflaten defineres ut fra origo i senterlinjen i tunnelprofilets såle. I denne prosessen er det antatt at tunnelens såle ligger på kotehøyde 10 meter over havet. Y-koordinater defineres som målt høydekote minus tunnelens kotehøyde. X-koordinater defineres som antall horisontale meter vinkelrett fra tunnelens senterlinje, med positiv retning mot ØSØ. Koordinatene som er beregnet er samlet i tabell 5.3. Dybdebegrensning for begge profilene defineres til 80m under tunnelens senterlinje. Modellen bygges opp i to steg, et før utgraving, og ett etter. I profil 2 legges det inn en materialgrense for å kunne definere andre materialtyper, omtrent 2 tunneldiametere fra tunneltverrsnittet. Det gjøres for å kunne simulere at en del av snittet har materialegenskapene som forventes av en svakhetssone. Profil 2 er i området hvor det kan forventes at tunnelen krysser svakhetssone D og/eller E.

Tunnelprofilet som ble tegnet i AutoCAD og vist i figur 5.3, ble importert til RS2. Det legges også inn et sprekkemønster i modellen, som er definert med fallretninger/fall fra sprekkesett 1. Gjennomsnittet av målinger i lokalitet 5 og 13 er benyttet, noe som gir fallretning/fall på $256^{\circ}/32^{\circ}$. Tunneltraseens horisontale retning er $N10^{\circ}Ø$ (også $N190^{\circ}Ø$). Modellplanets retning mot VNV blir $190^{\circ}+90^{\circ}$, som er 280° . Differansen mellom denne retningen og sprekkens fallretning (δ) er 24° . Ligning (11) gir et tilsynelatende fall for sprekkene i dette planet på 30° . For hyppigheten til sprekkene er det valgt å benytte en gjennomsnittlig avstand på 1 meter begge profiler, for å enklere sammenligne effekten av at andre parametere endres.

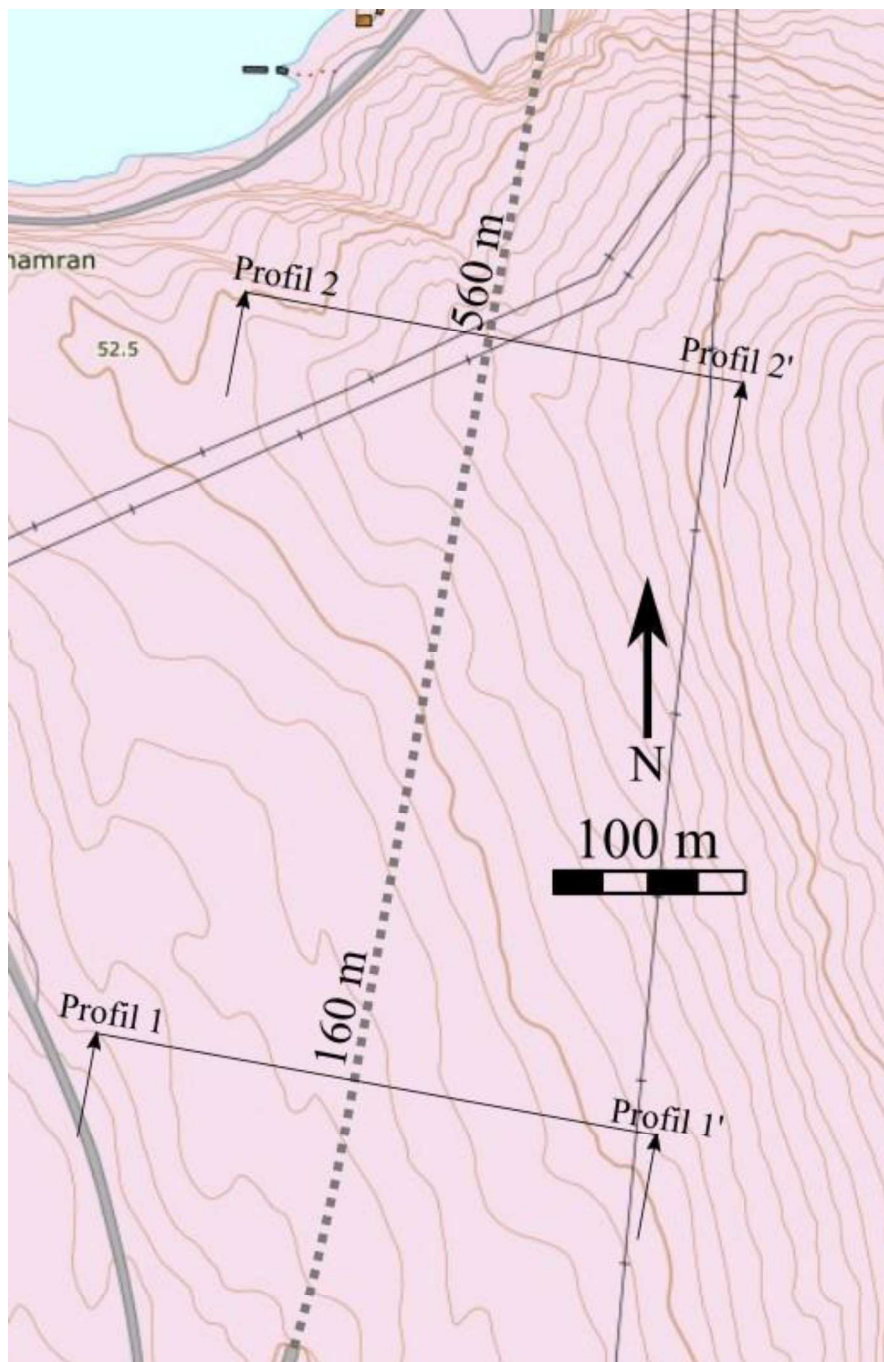
Elementmodellen («mesh») er bygget opp med følgende innstillinger i RS2-programvaren. «Mesh type» er «graded». «Element type» er «3 noded triangles». «Graduation factor» og «Nodes on excavations» er hhv. 0,1 og 110. Sider til venstre, under, og til høyre for modellens ytre begrensning, innspennes i retning vinkelrett på begrensningen. De to nedre hjørnene er innspent både i x- og y-retning. Terrengoverflaten er ikke innspent.

Med overnevnte parametere ender man opp med to modeller som vises i figur 5.7.



Figur 5.7 - De to terrengprofilene vist i figur 5.8 og tabell 5.3, tegnet inn i modellplan sammen med tunnelprofilet som tegnet i AutoCAD. Figurene viser også oppsprekking med tilsynelatende fall på 30° mot VNV, innspenning og elementinndeling. Skjermbilder fra RS2.

PROFIL 2	Tunnelrelative	PROFIL 1	
		Koordinater	Tunnelrelative
		X [m]	Y [m]
		-137	-98,3
	10	15	-43,8
	15	20	18,48
	20	25	50,36
	25	30	98,99
	30	35	122,8
	35	40	159,5
	40	45	
	45		
	50		
	55		
	60		
	65		
	70		
	75		
	80		
	85		
	90		
	95		
	100		



Figur 5.8 - Modellprofiler som benyttes under modellering i RS2. Bakgrunnskartet som benyttes til å definere terrengmodellene er hentet fra NGU (2018).

Tabell 5.3 - (Venstre) viser relative koordinater for terreng i forhold til origo i senterlinjen i tunnelprofilets grunnlinje.

Mekaniske egenskaper for modellen er basert på teori fra kapittel 5.2.2. Inngangsparameterne som benyttes er gitt i tabell 5.4. Det velges GSI for materialene involvert basert på egen kartlegging, se kapittel 3.2.9. De valgte verdiene er samlet i tabell 5.5. For profil 1 velges det GSI på 75, på grunn av observasjoner av økt hyppighet i oppsprekkingen i sprekkesett 1 ved overflaten rundt portal sør. For profil 2 velges den høyeste verdien for GSI for bergmassen utenfor svakhetssonene som er kartlagt. Verdien som velges i disse sonene er 85. I profil 2 modelleres det også med at området, omtrent 2 tunneldiametere ut fra tunnelen, har bergmasseegenskapene som forventes for svakhetssoner. Det gjøres for å simulere effekten av at tunnelen krysser svakhetssoner som har spiss vinkel mot modellplanet. Profiler modellert med egenskapene til svakhetssoner betegnes med *, for eksempel «Profil 2*». Under kartleggingen ble GSI registrert i området 55-75 for svakhetssoner. Derfor velges i utgangspunktet en GSI på 65 for svakhetssoner.

Tabell 5.4 – Inngangsparametere fra lab og teori.

Egenskap	Størrelse		Kilde
Enaksiell trykkstyrke (σ_c)	118	MPa	Lab, tabell 4.2
E-modul (E_{tan50})	42,3	MPa	Lab, tabell 4.2
Poissons forholdstall (ν_{tan50})	0,39	-	Lab, tabell 4.2
Tetthet (ρ)	2666	kg/m ³	Lab, tabell 4.2
«Fracture initiation» (σ_{ci})	45,0	MPa	Lab, tabell 4.2
Strekkstyrke (σ_t)	8,9	Mpa	Lab, tabell 4.4
Hoek-Brown-parameter (m_i)	28	-	(Hoek, 2007)
«Disturbance factor» (D)	0,5	-	(Nilsen, 2018)

Tabell 5.5 – Beregnede og valgte parametere for styrke- og stivhetsparametere for materialene i RS2-modellene. Materialeegenskapene i svakhetssonen i profil 2 er betegnet med (S).

Parameter	Profil 1	Profil 2	Profil 2*	Kilde
GSI	75	85	65	Kapittel 3.2.9.
E-modul bergmasse (E_{rm}) [GPa]	21,916	27,201	14,914	Ligning (41)
G-modul bergmasse (G_{rm}) [GPa]	7,883	9,785	5,365	Ligning (47)
Normalstivhet spr (k_n) [GPa]	45,479	76,207	23,035	Ligning (45)
Skjærstivhet spr (k_s) [GPa]	16,359	27,412	8,286	Ligning (46)
HB parameter - m_b	8,514	13,707	5,289	Ligning (30)
HB parameter - s	0,036	0,135	0,009	Ligning (33)
HB parameter - a	0,500	0,499	0,501	Ligning (31)
Residual GSI (GSI_r)	37,5	42,5	32,5	$0,5 \cdot GSI$
HB parameter - m_r	11,466	16,387	8,022	Ligning (34)
HB parameter - s_r	0,062	0,189	0,020	Ligning (35)
HB parameter - a_r	0,512	0,509	0,518	Ligning (36)
Dilatans	18,648	18,648	18,648	Ligning (42)

Kapittel 5. Numerisk modellering

Styrkeparameterne som benyttes under modellering med DISL-metoden sammenstilles i tabell 5.6. Sprekkeses skjærstyrke modelleres etter Barton-Bandis-kriteriet, se ligning (7). Inngangsparameterne som er valgt er gjennomsnittlige verdier for sprekkeseettene 1, 2 og 3, se tabell 5.7. Tabellen viser også de valgte geometriske egenskapene fra tidligere i delkapittelet.

Tabell 5.8 viser de varierende egenskapene som benyttes til sikringen. Informasjonen om boltene er basert på informasjon om boltene som gitt i kapittel 2. Strekkstyrken til de gamle boltene antas å ha samme forhold når de er endeforankret i forhold til når de er fult innstøpt, som de nye boltene. Strekkstyrken til de gamle endeforankrede boltene antas å være 80 kN. Nye bolter modelleres med styrkeegenskapene gitt i Vedlegg S. Forøvrig modelleres alle boltene med residual strekkstyrke lik 0. Q-systemet har gitt minste anbefalte bolteavstand 1,8 m i svakhetssoner (kap. 3.2.10.), og 3 meter lange bolter (kap. 2.1.2.). Dette er boltemønster og -lengde som benyttes i modellen. E-modul for alle boltene settes til 210 GPa, som er anbefalt verdi for stål (Irgens 2006).

Verdiene for sprøytebetongen er basert på krav og antakelser da det foreligger lite informasjon om den fiberarmerte sprøytebetongen som har blitt benyttet i tunnelen. *Norsk Betongforening* (NB, 2011) antyder at betongens bestandighetsklasse M45 benyttes når eventuelt lekkasjevann er ferskvann. I henhold til *Eurokode 2* (Standard Norge, 1992) forventes det at denne bestandighetsklassen tilhører minimum fasthetsklasse B35. Det antas at den eldre sprøytebetongen som ble benyttet i tunnelen var av lavere kvalitet. Klasse B25 blir benyttet for å modellere den eldre sikringen. Styrkeparametere og elastisitetsegenskaper i tabell 5.8 er gjengitte verdier for disse fasthetsklassene fra eurokode 2. For tykkelse av sprøytebetongen er det valgt å modellere gammel sikring som 5 cm tykk, på bakgrunn av observasjonene som ble rapportert i hovedettersynet av Aal (2007). Ny sikring modelleres med sprøytebetong som er 8 cm tykk, etter eget anslått sikringsbehov etter Q-metoden, se kapittel 3.2.10.

Tabell 5.6 - Hoek-Brown-parameterne som benyttes ved bruk av DISL-metoden, parameterne er valgt etter anbefaling fra Diederichs (2007)

Parameter	Verdi	Kilde
m_b	3,678	Ligning (44)
s	0,277	Ligning (43)
a	0,25	(Diederichs, 2007)
m_r	6	(Diederichs, 2007)
s_r	0	(Diederichs, 2007)
a_r	0,25	(Diederichs, 2007)
<i>Dilatans</i>	0	(Diederichs, 2007)

Tabell 5.7 - Sprekkeegenskaper for sprekkeseett 1, som benyttes under modelleringen. Fra egne felt- og laboratorieundersøkelser.

Egenskaper (sprekkeseett 1)	Verdi		Kilde
JCS	120	MPa	Felt, kapittel 3.2.6
JRC	11		Felt, kapittel 3.2.6
Residuell friksjonsvinkel	31,3	°	Kapittel 4.3.2.
Tilsynelatende fall	30	°	Beregnet over
Gjennomsnittlig hyppighet	1	Sprekk/meter	Felt, kapittel 3

Tabell 5.8 - Parametere som benyttes for sikring i RS2.

Parameter	Gammel sikring		Ny sikring	
	Bolter		Bolter	
Modell	End anchored	Fully bonded	End anchored	Fully bonded
Diameter	27 mm	27 mm	20 mm	20 mm
Strekkstyrke	80 kN	100 kN	147 kN	186 kN
	Sprøytebetong		Sprøytebetong	
Trykkstyrke	25	MPa	35	MPa
Strekkstyrke	1,8	MPa	2,2	MPa
E-modul	31000	MPa	34000	MPa
ν	0,2	-	0,2	-
Tykkelse	0,05	m	0,08	m

5.4.2. Parameterstudier

Det utføres parameterstudier i RS2 ved å variere spenningsparametere, GSI og plassert sikring. Hensikten med parameterstudiene er å kartlegge hvor stor effekt variasjon av parameterne har på stabiliteten. Dette er særlig viktig for parametere forbundet med stor usikkerhet, slik som de opptredende spenningsforholdene. Spenningen er en parameter som er nødvendig for å vurdere hvilke stabilitetsproblemer som forventes, jf. kapittel 5.2.1. Parameterstudier er derfor utført ved å variere horisontalspenningskoeffisienten (κ), som ble introdusert i kap. 2.3.1. I RS2 kan man definere κ i to retninger, i modellplanet og utenfor modellplanet. Med bakgrunn i betraktningene i kapittel 2.3.1., antas det at virkelig opptredende spenning i området har forholdet $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ på 3/2/1, med største hovedspenning orientert omtrent med retning Ø-V, mellomste med retning N-S, og minste vertikalt. Siden modellplanet er orientert omtrent i retning Ø-V, velges « κ i modellplanet» som verdien 3. Spenningene vinkelrett på modellplanet anslås med « κ utenfor modellplan» verdi 2. Under parameterstudiene varieres både størrelsen og retningen på største horisontale spenning. Største horisontale spenning varieres ved å endre κ mellom 1,5 og 3,5. Retningen varieres ved å definere største κ , i og vinkelrett på modellplanet. Totalt benyttes det 8 ulike spenningskonfigurasjoner i modelleringen. Spenningskonfigurasjonene betegnes IP («I plan») dersom største hovedspenning ligger i

Kapittel 5. Numerisk modellering

modellplanet, slik at κ i modellplanet er større enn κ vinkelrett på modellplanet. Betegnelsen UP («Utenfor plan») brukes for spenningskonfigurasjoner hvor største hovedspenning er orientert vinkelrett på modellplanet. Da er κ i modellplanet mindre enn verdien vinkelrett på modellplanet. Tabell 5.9 viser spenningskonfigurasjonene som benyttes under parameterstudiet av spenningssituasjonen.

Tabell 5.9 – Spenningssituasjoner som er modellert for under parameterstudier med variasjon av κ -faktoren. Merk at forventet spenningssituasjon i Tømmernestunnelen er IP3 (markert gul), basert spenningsmålinger i området.

Spenningssituasjon	IP2	IP2,5	IP3	IP3,5		UP2	UP2,5	UP3	UP3,5
κ - i modellplanet	2	2,5	3	3,5		1,5	1,7	2	2,5
κ - \perp modellplanet	1,5	1,7	2	2,5		2	2,5	3	3,5

Effekten av å variere spenningen vurderes mot effekten av å variere GSI for svakhetssoner. Modelleringen gjøres i profil 2, med svakere materialer i en sone rundt tunnelen med størrelse på omtrent 2 tunneldiameterer. I denne sonen varieres GSI fra 55-75 med inkremerter på 5 GSI. Ved endring av GSI endres også inngangsparameterne til bruddkriteriet, og stivhetsparameterne til bergmassen. Materialparameterne som benyttes for svakhetssonen under disse forutsetningene er gitt i tabell 5.10.

Tabell 5.10 – Materialelegenskaper til svakhetssonen og beregnet sprekkestivhet, under parameterstudier med variasjon av GSI fra 55-75.

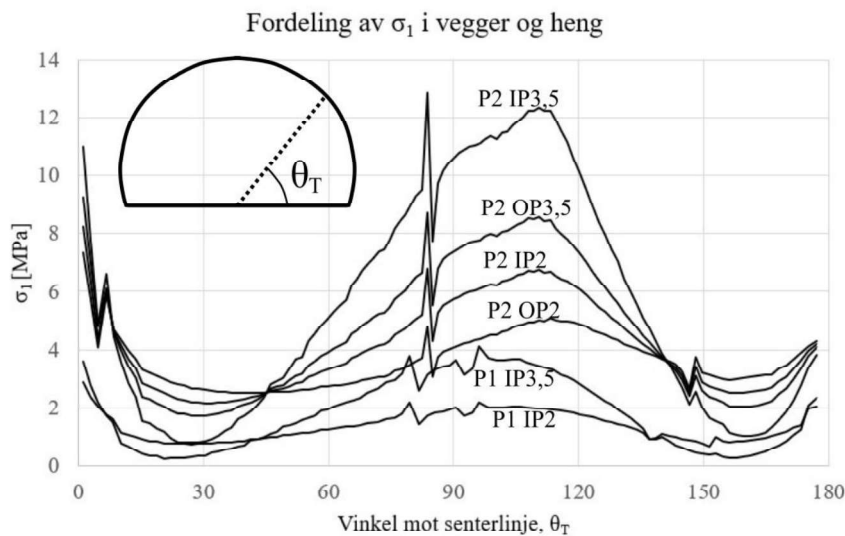
Parameter	Variasjon i GSI					Kilde
	55	60	65	70	75	-
E-modul bergmasse (E_{rm}) [GPa]	8,555	11,501	14,914	18,503	21,916	Ligning (41)
G-modul bergmasse (G_{rm}) [GPa]	3,077	4,137	5,365	6,656	7,883	Ligning (47)
Normalstivhet spr (k_n) [GPa]	10,724	15,796	23,035	32,891	45,479	Ligning (45)
Skjærstivhet spr (k_s) [GPa]	3,857	5,682	8,286	11,831	16,359	Ligning (46)
HB parameter - m_b	3,285	4,168	5,289	6,710	8,514	Ligning (30)
HB parameter - s	0,002	0,005	0,009	0,018	0,036	Ligning (33)
HB parameter - a	0,503	0,502	0,501	0,500	0,500	Ligning (31)
Residual GSI (GSI_r)	27,5	30	32,5	35	37,5	0,5 · GSI
HB parameter - m_r	5,613	6,710	8,022	9,591	11,466	Ligning (34)
HB parameter - s_r	0,007	0,012	0,020	0,036	0,062	Ligning (35)
HB parameter - a_r	0,525	0,521	0,518	0,515	0,512	Ligning (36)
<i>Dilatans</i>	18,648	18,648	18,648	18,648	18,648	Ligning (42)

5.4.3. Resultater

De neste sidene viser resultater fra den numeriske modelleringen i RS2. Disse består av spenningsfordeling rundt tunnelverrsnittet, høyeste spenning i hengen, bruddelementer, brudd i sprekker, brudd i sikring, og sikringstrykk. I tillegg beregnes «damage index» (D_i) og sikkerhetsfaktor mot bergslag. I tabellene og figurene som følger indikeres modeller av profil 1 som «P1» og profil 2 som «P2». For modeller som har innlagt en svakhetszone med andre egenskaper indikeres med *, for eksempel «P2*». For sikring benyttes forkortelsen «Ga» for gammel sikring, mens «Ny» naturlig nok indikerer at verdier som er valgt for ny sikring er benyttet i modellen. «EA» indikerer at bolter er endeforankret, mens «FB» indikerer at bolter er fullt innstøpt. Alle modeller med fullt innstøpte bolter har også sprøytebetong. Spenningskonfigurasjonene betegnes IP og OP, se kapittel 5.4.2.

Spenningsfordeling

Spenningsfordelingen av σ_1 20 cm utenfor tunnelverrsnittets vegger og heng er vist i figur 5.9. På x-aksen vises vinkel mellom punkt i tunnelvegg eller heng, senterlinje, og nedre høyre hjørne av tunnelverrsnittet. Plottet viser resultater fra 6 ulike modeller. Spenningsfordelingene viser samme trend for alle spenningskonfigurasjonene, med topp-punkter i tre områder. Disse er hjørnene av tverrsnittet (høyre hjørne er størst), og noe til venstre for senterlinjen i hengen (mellom θ_T på 90° og 120°). I tillegg finnes det spenningskonsentrasjoner i forbindelse med sprekker. σ_1 rundt tunnelverrsnittet blir generelt større med økende overdekning og økning i horisontalspenningskoeffisienten κ . Differansen mellom største og minste verdi for σ_1 blir større med spenningskonfigurasjoner som har størst hovedspenning i tunnelplanet (IP).



Figur 5.9 – Spenningsfordeling av σ_1 , 20 cm utenfor tunnelverrsnittet, fra RS2. Figuren viser kun spenningsfordeling i vegger og heng.

Kapittel 5. Numerisk modellering

Eksempler på spenningsfordelingene rundt tunneltverrsnittet er vist i figur 5.11. Figurene viser spenningsfordeling av σ_1 for profil 1 til høyre, og σ_3 for profil 2 til venstre. Fordelingen av σ_1 viser markerte spenningskonsentrasjoner i nedre høyre hjørner, og er også høyere i hengen enn i veggene. Høyeste σ_1 i området mellom θ_T lik 60° og 120° ($\sigma_{\max,h}$) er indikert på figuren, og viser at denne er omtrent dobbelt så stor for spenningskonfigurasjonen IP3,5 enn IP2. Spenningsfordelingen av σ_3 for P2, IP3,5, viser strekkspenninger i forbindelse med sprekker. Dette gjelder 1-2 meter under tunnelens såle til venstre for senterlinjen, men slike strekkspenninger oppstår også i forbindelse med sprekker i heng og vegger.

Øvrige resultater fra parameterstudier med variasjon av spenningskonfigurasjon er samlet i tabell 5.11. En generell trend er at høyere overdekning, og økning av horisontalspenningskoeffisienten, fører til flere brudd både i elementer og i sprekker. Effekten ser ut til å være større på antall brudd i sprekker. Samme trend vises av $\sigma_{\max,h}$. Høyeste spenning som er modellert i hengen er orientert tangentielt til bergoverflaten med verdi 12,66 MPa for profil 2 med spenningskonfigurasjon IP3,5. Tabellen viser også størrelsene «damage index» (D_i) og sikkerhetsfaktor mot bergslag beregnet etter hhv. ligning (32) og (31). Største verdi for D_i blir 0,11. Laveste sikkerhetsfaktor mot bergslag (FS_{bergslag}) blir 3,6. I henhold til kriteriene som ble gitt i kapittel 5.2.1 ($D_i < 0,4$ og $FS < 1,25$), innebærer dette høy sikkerhet mot bergslag. Spenningssituasjonen er derimot nær ved å kunne defineres som «intermediær» iht. figur 5.2, dersom man vurderer at forholdet σ_1/σ_c tilsvarer D_i . Ved D_i større enn 0,15 kan man da, ifølge Martin, Kaiser og McCreath (1999), forvente noe avskalling i forbindelse med eksisterende sprekker. Dette diskuteres videre i kapittel 6.1.

Parameterstudier av GSI for svakhetssonen

Resultater fra parameterstudier hvor GSI for svakhetssonen i profil 2 endres, er gitt i tabell 5.12. Påvirkningen av å endre GSI er størst på antall bruddelementer. Trenden er at færre elementer går i brudd ved økning av GSI. Økning av GSI påvirker ikke antall sprekkeelementer som går i brudd nevneverdig. $\sigma_{\max,h}$ viser også liten variasjon med endring av GSI, følgelig er det også liten variasjon i D_i og FS_{bergslag} . Figur 5.12 viser hvor i tverrsnittet bruddelementene befinner seg for modellene med GSI på 55 og 75. Brudd befinner seg i heng, venstre vegg og i sålen. Bruddene i hengen og tunnelens vegg regnes som mest kritiske da disse kan føre til at materiale faller inn i tunnelen.

Tabell 5.11 – Parameterstudier med variasjon av horisontalspenningkoeffisienten κ .

Spenningskonfigurasjonene endres, mens andre parametere holdes konstant for modellene P1 og P2. De mest kritiske verdiene med hensyn på bergslag er tegnet gule, og befinner seg i modellen P2 IP3,5.

Modell	Brudd: Element	Brudd: Sprekker	$\sigma_{max,h}$ [MPa]	Ligning (32)	Ligning (31)
				D_i	FS
P1 IP2 GSI75	3	19	2,18	0,018	20,63
P1 IP2,5 GSI75	4	33	2,79	0,024	16,14
P1 IP3 GSI75	4	68	3,40	0,029	13,24
P1 IP3,5 GSI75	6	91	4,02	0,034	11,20
P1 OP2 GSI75	2	12	1,64	0,014	27,49
P1 OP2,5 GSI75	3	13	1,85	0,016	24,27
P1 OP3 GSI75	3	19	2,18	0,018	20,62
P1 OP3,5 GSI75	4	33	2,79	0,024	16,14
P2 IP2 GSI85	6	57	6,74	0,057	6,68
P2 IP2,5 GSI85	7	65	8,71	0,074	5,16
P2 IP3 GSI85	8	83	10,69	0,091	4,21
P2 IP3,5 GSI85	8	90	12,66	0,107	3,55
P2 OP2 GSI85	4	43	5,05	0,043	8,91
P2 OP2,5 GSI85	5	49	5,65	0,048	7,96
P2 OP3 GSI85	6	57	6,73	0,057	6,68
P2 OP3,5 GSI85	7	65	8,70	0,074	5,17

Tabell 5.12 – Parameterstudier hvor GSI for svakhetssonen endres. Tabellen viser at antall bruddelementer er størst ved lav GSI. Ved økning av GSI reduseres antall bruddelementer mens antall brudd i sprekkeelementer øker. $\sigma_{max,h}$ varierer lite med endring i GSI.

Modell	Brudd: Element	Brudd: Sprekker	$\sigma_{max,h}$ [MPa]	D_i	FS
P2* IP3 GSI55	184	66	10,823	0,092	4,158
P2* IP3 GSI60	120	70	9,662	0,082	4,657
P2* IP3 GSI65	71	68	9,691	0,082	4,644
P2* IP3 GSI70	42	72	10,344	0,088	4,350
P2* IP3 GSI75	27	77	10,938	0,093	4,114

Modellering av bergslag: DISL-metoden

Tabell 5.13 viser resultater fra modellene hvor materialegenskapene er valgt etter DISL-metoden for å anslå fare for bergslag. Modellene er etablert både med- og uten sprekker, da det var uklart om sprekker kunne være stabiliserende i modellene med hensyn på bergslag, slik at en modell uten sprekker ville være mer konservativ. DISL-modellene viste ingen bruddelementer, noe som indikerer at bergslag ikke oppstår i tunnelen.

Tabell 5.13 – Modellering etter DISL-metoden viser ikke nevneverdige brudd, som tyder på at bergslag ikke er et problem i tunnelen. Modellene P1 og P2 er kjørt med og uten sprekker.

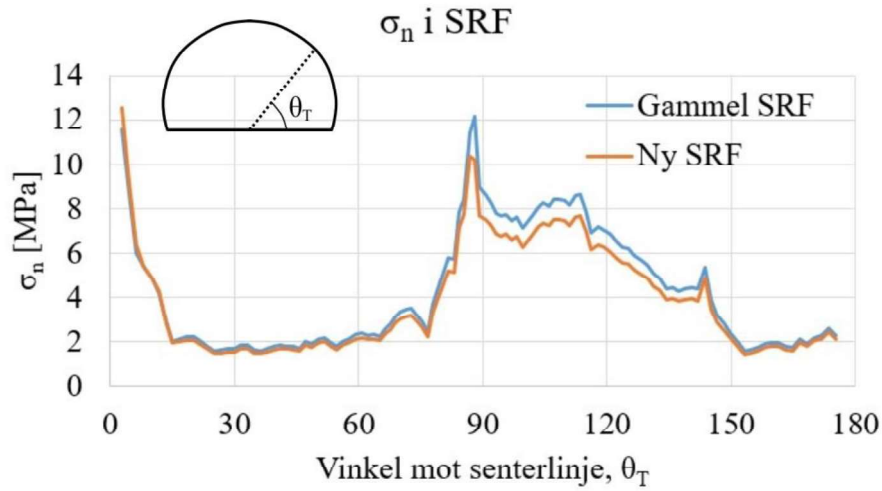
Modell	Brudd: Element	Bergslag?
P1 IP3 DISL M/SPR	0	Nei
P1 IP3 DISL U/SPR	0	Nei
P2 IP3 DISL M/SPR	0	Nei
P2 IP3 DISL U/SPR	0	Nei

Bergsikring

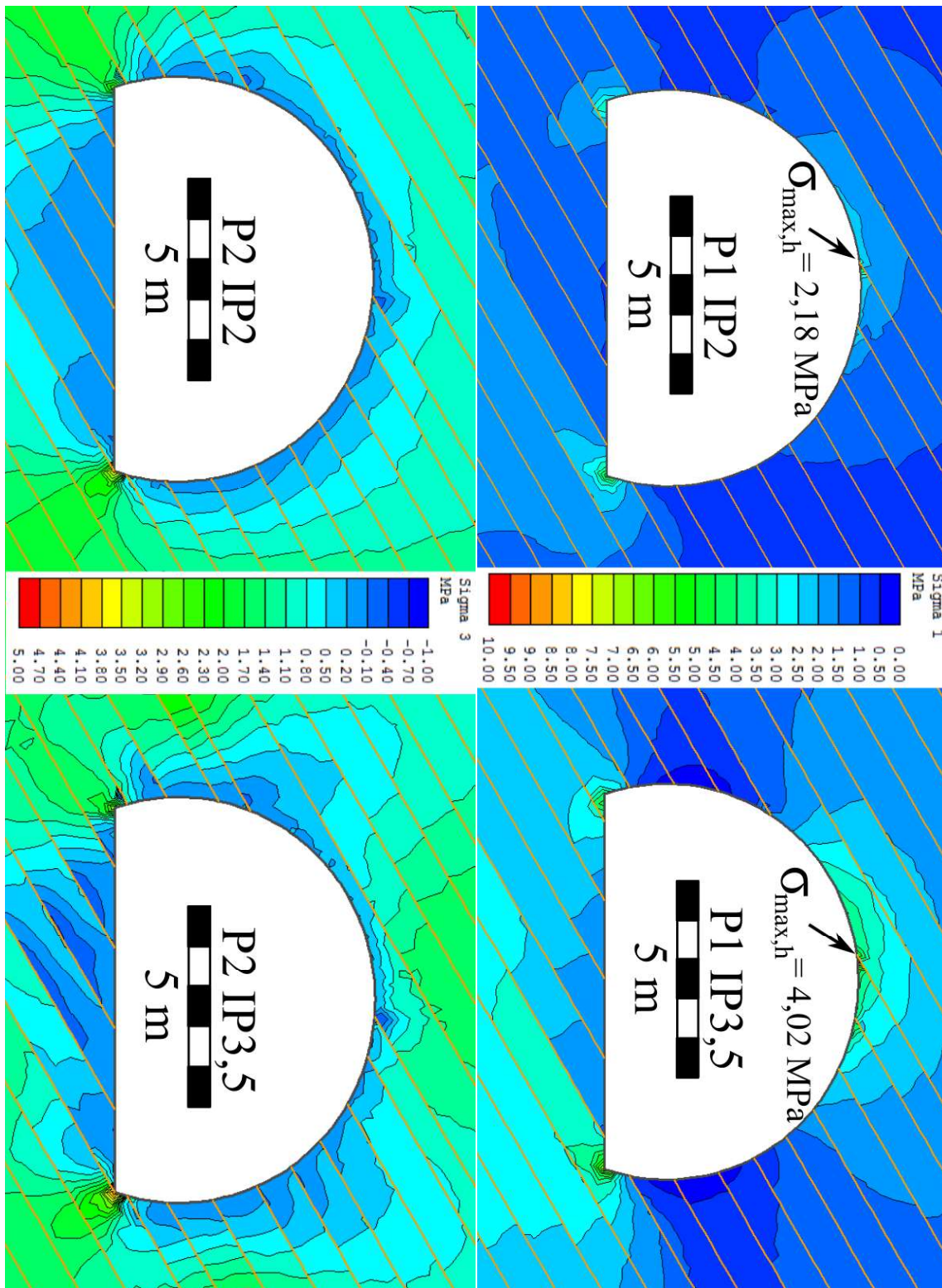
Modelleringen av bergsikring er utført i profil 2 (med svakhetssone), med spenningskonfigurasjonen IP3. Resultater er samlet i tabell 5.14. Modellene viser en svært liten forskjell i antall brudd i elementer og sprekker i modellene med, og uten sikring. Brudd og eventuelt kraft i sikring brukes for å vurdere effekten av sikringen. Ved endeforankring er det ingen brudd i boltene. Kraften i boltene er antydnet i figur 5.12 og befinner seg i området 16,8 - 32,8 kN/bolt for de gamle endeforankrede boltene, som er betydelig lavere enn bruddstyrken som har blitt anslått til 80 kN for disse boltene. I modellene med fullt innstøpte bolter og sprøytebetong, går noen av de omtrent 15 cm lange boltelementer i brudd. I tillegg går det brudd i sprøytebetongelementene (SRF) i nedre høyre hjørne, se figur 5.12. Figuren viser også fordelingen av kraft i bolter og sprøytebetong for gammel «FB»-sikring. Kraften i boltene øker lokalt i noen områder hvor de krysser sprekker. Kraften i sprøytebetong er størst i nedre høyre hjørne hvor det går 2 sprøytebetongelementer i brudd i modellen med gammel sikring. Figur 5.10 viser et beregnet anslag for normalspenning som virker på sprøytebetongen gjennom profilet. Det virker også skjærkraft og moment på betongelementene, noe som antas å bidra til at elementene går i brudd til tross for at trykkstyrken ikke nås.

Tabell 5.14 – Profil 2 med innlagt svakhetszone (GSI65) med ulik sikring.

Modell	Sikring	Brudd: Element	Brudd: Sprekker	Brudd: Boltelement	Brudd: SRF
P2* IP3 GSI65	Gammel EA	69	66	0	-
P2* IP3 GSI65	Gammel FB	101	73	10	2
P2* IP3 GSI65	Ny EA	70	66	0	-
P2* IP3 GSI65	Ny FB	97	72	3	1
P2* IP3 GSI65	Usikret	71	68	-	-

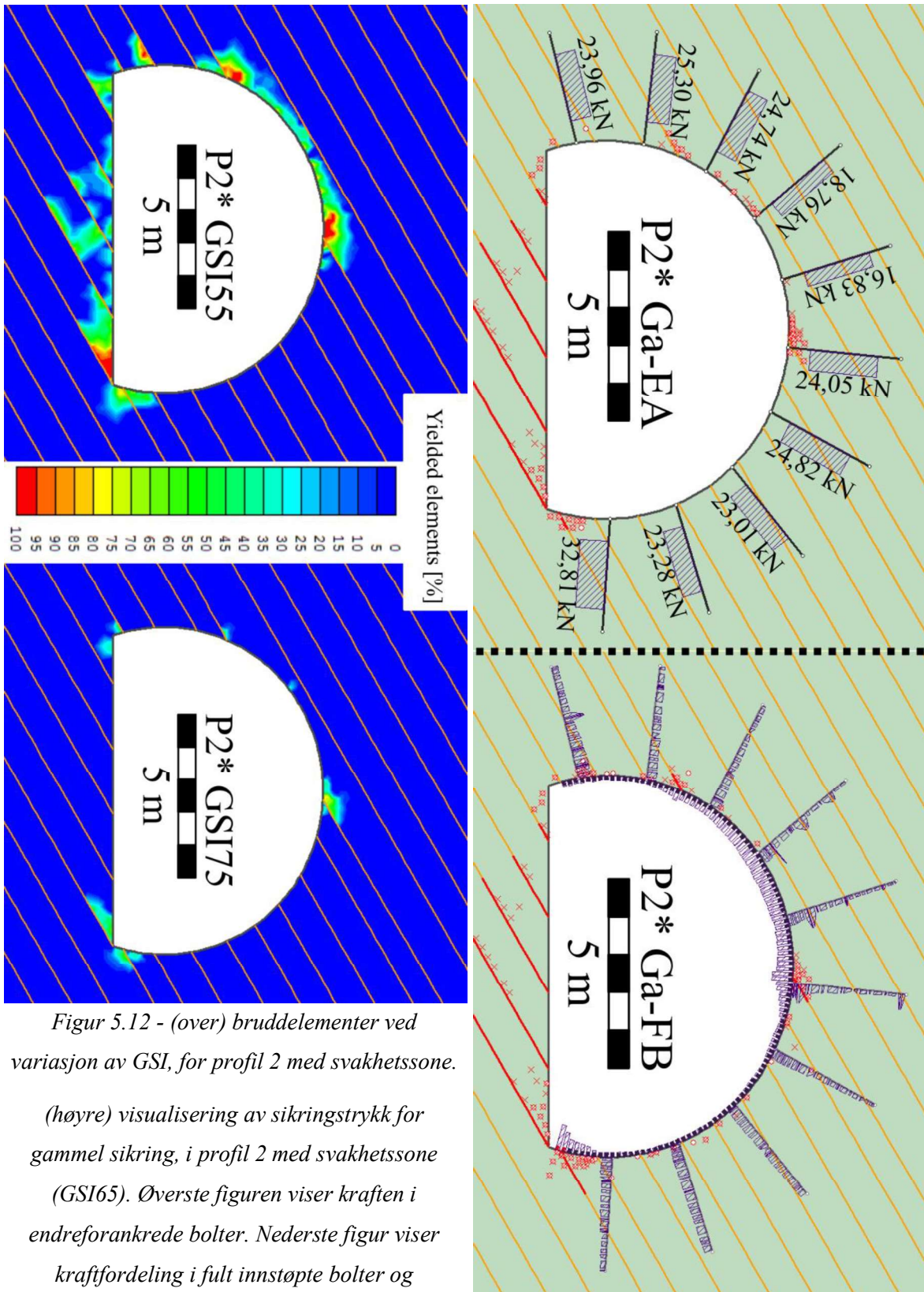


Figur 5.10 – Plott som viser normalspenning (σ_n) i sprøytebetongen for «Fully Bonded»-tilfellene som vist i tabell 5.14, fra RS2.



Figur 5.11 – Spenningsfordeling (σ_1 for profil 1 til høyre, σ_3 for profil 2 til venstre) Største spenning i heng er markert for σ_1 . Spenningen er høyere i modell P2 enn i den presenterte modellen. Merk at $\sigma_{max,h}$ er omtrent dobbelt så stor med IP3,5 enn 2. Spenningsfordelingen for σ_3 viser omtrent samme fordeling for alle modellene. Det induseres strekkspenninger i forbindelse med sprekkeflater, særlig i tunnelens såle, men også i heng og vegger. I de to nedre hjørnene er spenningen større både for σ_1 og

σ_3 .



Figur 5.12 - (over) bruddelementer ved variasjon av GSI, for profil 2 med svakhetssone.

(høyre) visualisering av sikringstrykk for gammel sikring, i profil 2 med svakhetssone (GSI65). Øverste figuren viser kraften i endreforankrede bolter. Nederste figur viser kraftfordeling i fullt innstøpte bolter og sprøytebetong. Figuren viser også bruddelementer og brudd i sprekker (rødt).

6. Diskusjon

Diskusjonen starter med vurderinger av hvilke stabilitetsproblemer som forventes i Tømmernestunnelen, basert på numeriske analyser og egen tunnelkartlegging. Videre foreslås det hvordan tunnelen bør sikres, basert på analysen som er utført i forbindelse med denne oppgaven. Den foreslåtte sikringen sammenlignes med den eksisterende sikringen, og den eksisterende sikringen vurderes også basert på de numeriske analysene. Deretter oppsummeres hovedresultatene fra egen feltkartlegging, som sammenlignes med egen tunnelkartlegging, og foreliggende ingeniørgeologiske rapporter fra Tømmernestunnelen. Til slutt presenteres en sammenligning av de bergmekaniske egenskapene som er målt i forbindelse med denne oppgaven, med resultater fra andre målinger i området.

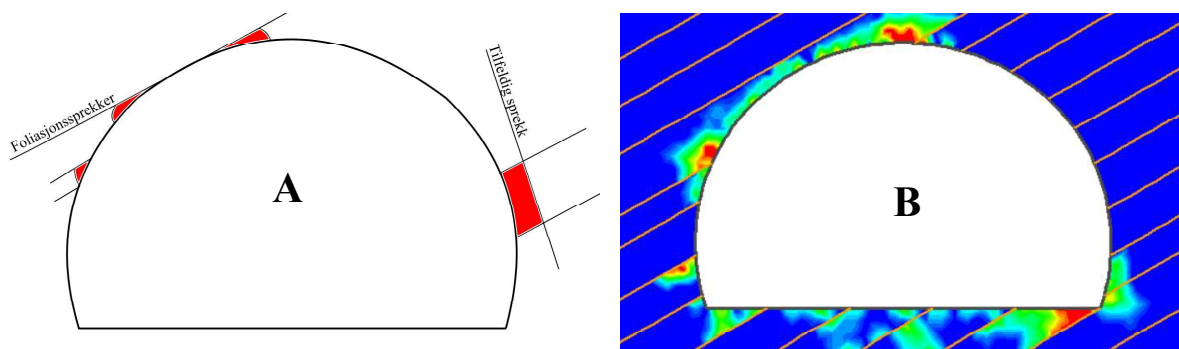
6.1. Stabilitetsbetraktninger

Blokkanalyser i Unwedge viser at de tre sprekkesettene 1, 2 og 3 kan danne kiler som har lav sikkerhetsfaktor, og vil falle inn i tunnelen dersom de ikke sikres. Analysen viser også at tunnelens retning med hensyn på oppsprekking er relativt gunstig, og stabilitetsproblemer som følge av oppsprekking er større i sammenheng med tilfeldige sprekker som er målt i tunnelen. Forventet situasjon ved blokknedfall er at blokkene er definert av sprekkesett 1, i kombinasjon med ett av sprekkesettene 2 eller 3, og en tilfeldig sprekk med bratt fall mot øst eller vest. Analysene i Unwedge samsvarer med observasjoner i Tømmernestunnelen. Tilfeldige sprekker kan finnes naturlig i bergmassen, eller kan være dannet som nye brudd etter tunneldriving. Denne typen analyse med ulike sprekkekombinasjoner fremstår som nyttig fordi man kan identifisere hvilke sprekkesett som kan danne kiler som kan skli ut. Under driving kan man deretter kartlegge om slike sprekkekombinasjoner forekommer og deretter vurdere om tiltak bør iverksettes.

Numerisk analyse med RS2 gir utfyllende informasjon om hvor i tunnelens tverrsnitt stabilitetsproblemer vil oppstå. Ved høy horisontalspenning viser RS2-analysene at det induseres strekkspenning langs oppsprekking i sprekkesett 1 i høyre vegg og i tunnelens såle, se figur 5.11 (P2 IP3,5). Strekkspenninger i veggen vil virke drivende for blokknedfall og ytterligere øke sannsynligheten for at de forekommer. Parameterstudier i RS2, hvor GSI for svakhetssonen, og horisontalspenningskoeffisienten (κ) ble endret. Å endre GSI innenfor intervallet som ble målt i felt (55 – 75), viste seg å påvirke antall bruddelementer i RS2-modellene mye mer enn å variere κ innenfor dens sannsynlige intervall på 1,5 - 3,5. I modellen som hadde den laveste målte verdien for GSI (55), samsvarte fordelingen av bruddelementene

Kapittel 6. Diskusjon

med faktiske observasjoner av brudd i hengen i Tømmernestunnelen, se figur 6.1. Endring av κ førte til større variasjon i brudd i sprekkeelementer i RS2-modellene. De fleste av disse bruddene var i tunnelens såle, med noen få brudd i relasjon til tangerende sprekker i hengen. Det er uklart hvor stor påvirkning på tunnelens stabilitet brudd i sprekker har i modellen, når bergmassen rundt ikke går i brudd. Bruddene som er observert i hengen og venstre vegg er i alle tilfeller mer sannsynlige å opptre på grunn av lav GSI (i svakhetssoner), enn på grunn av høye horisontalspenninger. Merk at en betydelig usikkerhet i relasjon til parameterstudiene av GSI, er om modellen med egenskapene til svakhetssonen lagt inn tilstrekkelig illustrerer virkeligheten, hvor disse sonene kun har bredde på 1-2 meter inn i modellplanet. Numeriske analyser i 3D kunne bidratt til å redusere denne usikkerheten.



Figur 6.1 - Sammenstilling av figur 3.37 (A - observerte brudd i Tømmernestunnelen) og figur 5.12 (B - bruddelementer for modell P2 IP3 GSI55).

Faren for avskalling ved bergslag vurderes med kriterier relatert til størrelsene D_i og FS_{bergslag} , og DISL-modeller. DISL-modellene viste ikke brudd, noe som indikerer at bergslag ikke forekommer. Størrelsene D_i og FS_{bergslag} viser stor variasjon ved parameterstudier av κ , mens justering av GSI påvirker faren for bergslag lite. Generelt kan man si at parameterstudiene viser stor sikkerhet mot bergslag i Tømmernestunnelen. Sikkerhetsfaktoren viser minkende trend med økende overdekning og horisontalspenningskoeffisient. Den laveste verdien som ble beregnet for FS_{bergslag} var 3,6, basert på modellering av spenningskonsentrasjonen i venstre side av hengen i P2 IP3,5. Den samme modellen viser den høyeste verdien for D_i , 0,11. Basert på betraktningene i kapittel 5.2.1 er sannsynligheten for bergslag lav når FS er større enn 1,25, og D_i er mindre enn 0,4. Verdien 0,11 for D_i er derimot ikke så langt utenfor bruddkriteriet gitt av Martin, Kaiser og McCreath (1999) i figur 5.2. Med σ_1/σ_c (tilsvarer D_i) mellom 0,15 og 0,4, og hyppig oppsprekking, forventes det stabilitetsproblemer hvor avskalling skjer ved at brudd oppstår i intakt berg og utvikler seg videre langs eksisterende sprekker. Tangentialspenningene er relativt store i venstre side av hengen, i samme område som en sprekke i sprekkesett 1 kan tangere hengen. Bruddene som forventes å oppstå fra avskalling forventes dermed å se ut som

bruddene i hengen i Figur 6.1A. Avskalling kan altså spille en rolle for tunnelens stabilitet i forbindelse med sprekker dersom det er tilstrekkelig høye horisontalspenninger. Så lenge spenningen er lav nok til at opptrædende D_i er lavere enn 0,15, må man forvente at stabilitetsproblemene i tunnelen primært er blokknedfall fra diskontinuitetsplanene, i henhold til figur 5.1 (Martin, Kaiser og Christiansson, 2003).

I sammenheng med analysen av fare for avskalling, kan erfaringer trekkes for andre tunneler i området. Trenden for D_i og FS_{bergslag} viser at med større overdekning og evt. høyere horisontale spenninger enn i Tømmernestunnelen, vil fare for avskalling være tilstede. Som diskutert i kapittel 2.3.1, forventes de horisontale spenningene å øke ned til et dyp på 100-150 meter (Hanssen og Myrvang, 1986). Stabilitetsproblemene i tunneler på slikt dyp forventes derfor å i større grad være styrt av bergslag, i motsetning til stabilitetsproblemene i Tømmernestunnelen, som forventes å primært ha vært blokknedfall.

6.2. Vurdering av sikring

Det totale boltebehovet i tunnelen er anslått etter Q-systemet, som viste anslått boltebehov på totalt 3248 bolter i tunnelen, med et gjennomsnittlig boltebehov på 4,5 bolter/meter. Innregnet i dette er sikringen som anslås i svakhetssonene, hvor det forventes et behov på omtrent 5,3 til 6,4 bolter/meter. Utenfor svakhetssonene, i godt berg (profil 200-500), anslås det et behov på 3,83 bolter pr. meter. Etter Q-metoden er det anslått at tykkelsen på sprøytebetong bør være 5-6 cm, mellom profil 0-200, 650-722 og i svakhetszone A. Tykkelsen bør være 6-9 cm i svakhetssoner D og E. Q-systemet anbefaler også at boltene bør være 3 meter lange.

Det foreligger relativt lite informasjon om faktisk sikring i tunnelen, i forhold til detaljene i anbefalingene i Q-systemet. I hovedettersynet utført av Aal (2007) kom det frem at det under driving ble benyttet 2915 bolter i tunnelen, eller 4,04 bolter/m. Det gis ikke nøyaktig informasjon om hvor i tunnelen disse boltene er satt. Antallet er derimot ikke så mye lavere enn sikringsbehovet som anslått etter Q-metoden, som var 3248 bolter. Basert på antall bolter, er tunnelen altså ganske godt boltet, noe som også kommer frem i hovedettersynene (Aal, 2007; Loftesnes og Tyssekvam, 2015; Nikolaisen, 2017).

Nikolaisen (2017) anbefalte å sette 185 nye bolter i områder med bomt berg, hvorav 70% ble satt i vegger, og flest i høyre vegg. Basert på egne stabilitetsanalyser er stabilitetsproblemer i høyre vegg vurdert å ha sammenheng med blokkutglidning. Ifølge Rem (2017) var derimot de største stabilitetsproblemene Implenia opplevde under renovasjonen i venstre vegg. Informasjonen som har fremkommet før, og under renovasjonen viser altså størst

Kapittel 6. Diskusjon

stabilitetsproblemer i veggene. En spekulativ forklaring på dette kan være at hengen var tilstrekkelig boltet fra før renovasjonen, men det foreligger ikke konkret informasjon som bekrefter dette. En annen mulig forklaring er at stabilitetsproblemer i hengen ikke opptrer like ofte.

Omtrent 500 av de totalt 2915 opprinnelige boltene ble også byttet ut av Implenia fordi de ikke var gyst, se kapittel 2.1.5. Disse er jevnt fordelt i tunneltverrsnittet, og også relativt homogent fordelt over tunnelens tverrsnitt. Det er fortsatt uklart hvorfor disse boltene ikke har blitt gyst. En arbeidshypotese har vært at boltene kun har blitt gyst i områder hvor fjellet er særlig dårlig. Hypotesen understøttes av at Implenia har plassert PE-skum mellom profil 325 og 375, mens det samme området ikke hadde behov for noen nye bolter. I dialog med Rem (2018) kom det frem at dette kunne bety at man under driving vurderte bergmassen i dette området som særlig dårlig, og at den derfor ble tilstrekkelig boltet, også ettergyst. Denne informasjonen er derimot ikke tilstrekkelig til å bekrefte eller avkrefte arbeidshypotesen. Det hadde vært verdifullt å få klarhet i dette, da man med kunnskap om årsaken kunne forutsett slik problematikk i andre tilsvarende tunneler.

Hovedettersynet fra Aal (2007) viser også at det var benyttet 2-5 cm stålfiberarmert sprøytebetong, og noen sprekkesoner var ikke sikret med sprøytebetong i det hele tatt. En slik sone er omtalt like sør for profil 700.

Sikringen som er benyttet i tunnelen er vurdert på basis av numeriske analyser. Modellering i Unwedge viser tilstrekkelig sikkerhetsfaktor for alle modellerte blokker, når man benytter 3 meter lange bolter med styrkeegenskapene til den gamle typen bolter. Analysene i Unwedge gir ikke direkte informasjon om sikkerhetsfaktor for sikringen i svakhetssoner av hyppig oppsprekking.

Stabilitetssituasjonen i svakhetssonene er vurdert på grunnlag av analyser i RS2. Analyse av ulike kombinasjoner av sikring indikerer at eksisterende endeforankrede bolter av gammel type lastes til litt over 30 kN/bolt, under halvparten av den anslåtte strekkstyrken til disse boltene. Det vurderes derfor at strekkstyrken til boltene er tilstrekkelig høy. Ved bruk av endeforankrede bolter er det vesentlig at boltenes mekaniske ekspansjonshylse står i godt berg, noe som ikke nødvendigvis er tilfellet i svakhetssonene. I slike tilfeller forventes det at boltenes strekkstyrke begrenses av ekspansjonshylsens plassering i forhold til svakheter i bergmassen. Å bruke fult innstøpte bolter løser dette problemet etter at mørtelen har størknet. Ved analyse av fult innstøpte bolter i RS2 går enkelte boltelementer i brudd til tross for høyere bruddstyrke. Dette antas å ha sammenheng med at fult innstøpte bolter tillater mindre deformasjon, slik at

kraften i boltene lokalt blir store, i modellene. Flertallet av boltene som er benyttet i tunnelen er kombinasjonsbolter, som tillater noe av deformasjonen å finne sted før de blir innstøpt. I tillegg skjer noe av deformasjonen i bergmassen før boltene settes. Dermed vurderes det at boltene er tilstrekkelig sterke til å tåle belastningene de har blitt utsatt for i Tømmernestunnelen.

Sprøytebetongen er modellert i RS2 sammen med fullt innstøpte bolter. I forsøket på å modellere «gammel» sikring går to elementer i brudd, i nedre høyre hjørne av tunnelverrsnittet, se figur 5.12. Figuren viser også at normalspenningen i sprøytebetongen er relativt høy i midten av hengen. Figur 5.10 viste at normalspenningen i sprøytebetongen er nesten like høy i hengen som den er i nedre høyre hjørne, hvor sikringen går i brudd. Dette indikerer at sprøytebetongen i hengen er nær ved å gå i brudd. De samme vurderingene kunne i praksis blitt gjort etter modellering av den nye sprøytebetongen, men spenningen i sikringen er noe lavere, og bruddstyrken er høyere. Betydningen av resultatene for sprøytebetongen er uklare, så ingen sikre slutninger kan trekkes. Analysen har derimot gitt inntrykket at den «gamle» sprøytebetongen ikke var tilstrekkelig for sikring av svakhetssoner. I alle tilfeller er den rapportert å være for tynn i hovedettersynet fra Aal (2007), i forhold til egne anslag etter Q-systemet.

Det er flere usikkerhetsmomenter forbundet med analysen av sprøytebetongen. Skjærspenning og bøyemoment på sprøytebetongen er ikke tatt med i betraktningen av faren for brudd. Ved bruk av innstillingen «standard beam» i RS2 gir ikke programvaren sikkerhetsfaktorer for sprøytebetongen. Programvaren har funksjonalitet for mer avanserte analyser av sprøytebetong, som kan anbefales for fremtidige analyser.

6.3. Feltkartlegging

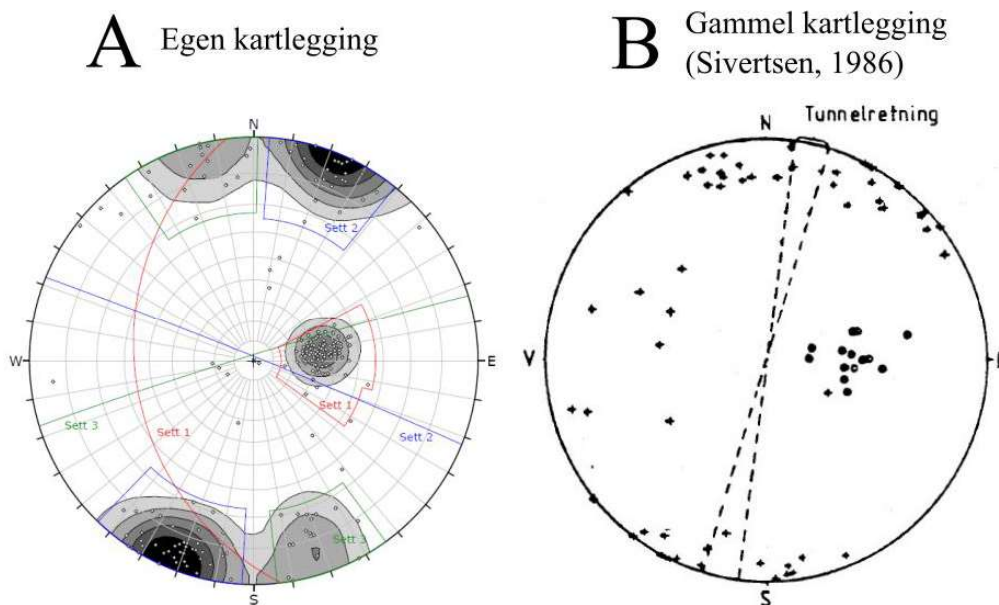
I dette delkapittelet sammenlignes resultatene fra egen kartlegging med kartleggingen som ble utført før tunnelen ble drevet. Dette gjøres for å vurdere om hva som er hensiktsmessig omfang av feltkartlegging for en tunnel av denne typen, og om man kan trekke erfaringer fra feltkartleggingen som ble utført i forkant av at tunnelen ble drevet. I tillegg gir det innblikk i hva som har blitt oversett ved egen kartlegging som burde vært fanget opp. Noen feilkilder er også presentert mot slutten av delkapittelet.

6.3.1. Sprekkekartlegging

I egen sprekkekartlegging ble 232 sprekkeflater og foliasjonsplan målt. Det er forsøkt å korrigere målingene for opptredende hyppighet, for å gi et statistisk korrekt bilde av målingene. Resultatet er gjengitt i figur 6.2A. Figur 6.2B viser det stereografiske plottet presentert av

Kapittel 6. Diskusjon

Sivertsen (1986) i forbindelse med geologisk kartlegging som ble utført før tunnelen ble drevet. Det er målt 66 sprekker til rapporten før driving. De to plottene i figur 6.2 sammenfaller i stor grad. Sprekkesettene som i denne oppgaven har blitt betegnet som 1 (foliasjon), 2 og 3 ser ut til å være omtrent likt representert både etter egen kartlegging og i rapporten til Sivertsen. Sivertsen viser også til en fjerde sprekkeretning med fall 70° - 80° mot øst. Denne sprekkeretningen fremkommer ikke i egen kartlegging i dagen, men er målt i denne oppgaven i forbindelse med nedfalte blokker i tunnelen. I rapporten til Sivertsen antydes det at denne sprekkeretningen vil være særlig kritisk med hensyn på fare for blokkutglidning. Etter egne stabilitetsanalyser har forfatteren av denne oppgaven vurdert dette på samme måte. Derfor er det uheldig at denne sprekkeretningen ikke er fanget opp under feltarbeidene. Terrengets helning og eventuelle sprekeegenskaper ved denne sprekkeretningen kan ha gjort den vanskeligere å se i felt enn andre sprekkeretninger. Forfatteren av denne oppgaven har også begrenset erfaring med sprekekartlegging i felt. Det antas at Sivertsen, og eventuelle andre geologer som var involvert i kartleggingen hadde mer erfaring med feltkartlegging. Følgelig blir en vesentlig konklusjon at god geologisk kartlegging krever erfaring. En løsning kan være at erfarne og uerfarne geologer kan arbeide sammen i kartleggingsprosesser for å sikre en erfaringsoverføring til neste generasjon geologer.



Figur 6.2 – Presentasjon av egen sprekekartlegging (A), som presentert i kapittel 3.2.4. og sprekekartlegging utført av Sivertsen (1986) (B). I egen kartlegging er 232 sprekker og foliasjonsplan målt. Sivertsen kartla 66 sprekker og foliasjonsplan.

I kapittel 3.2.10 ble det også presentert et tolket geologisk lengdesnitt som viser bergart, svakhetssoner og bergmassekvalitet. Figur 6.3 sammenstiller denne figuren med andre som gir informasjon om faktiske forhold i tunnelen. Svakhetssonene er tolket omtrent likt etter egen kartlegging og av Sivertsen (1986) (se Vedlegg E). Etter egen kartlegging er det derimot tegnet inn flere svakhetssoner parallelt med hyppig oppsprekking langs sprekkesoner D og E, enn av Sivertsen. I tillegg er en antatt tektonisk bruddsone F tegnet inn på eget snitt.

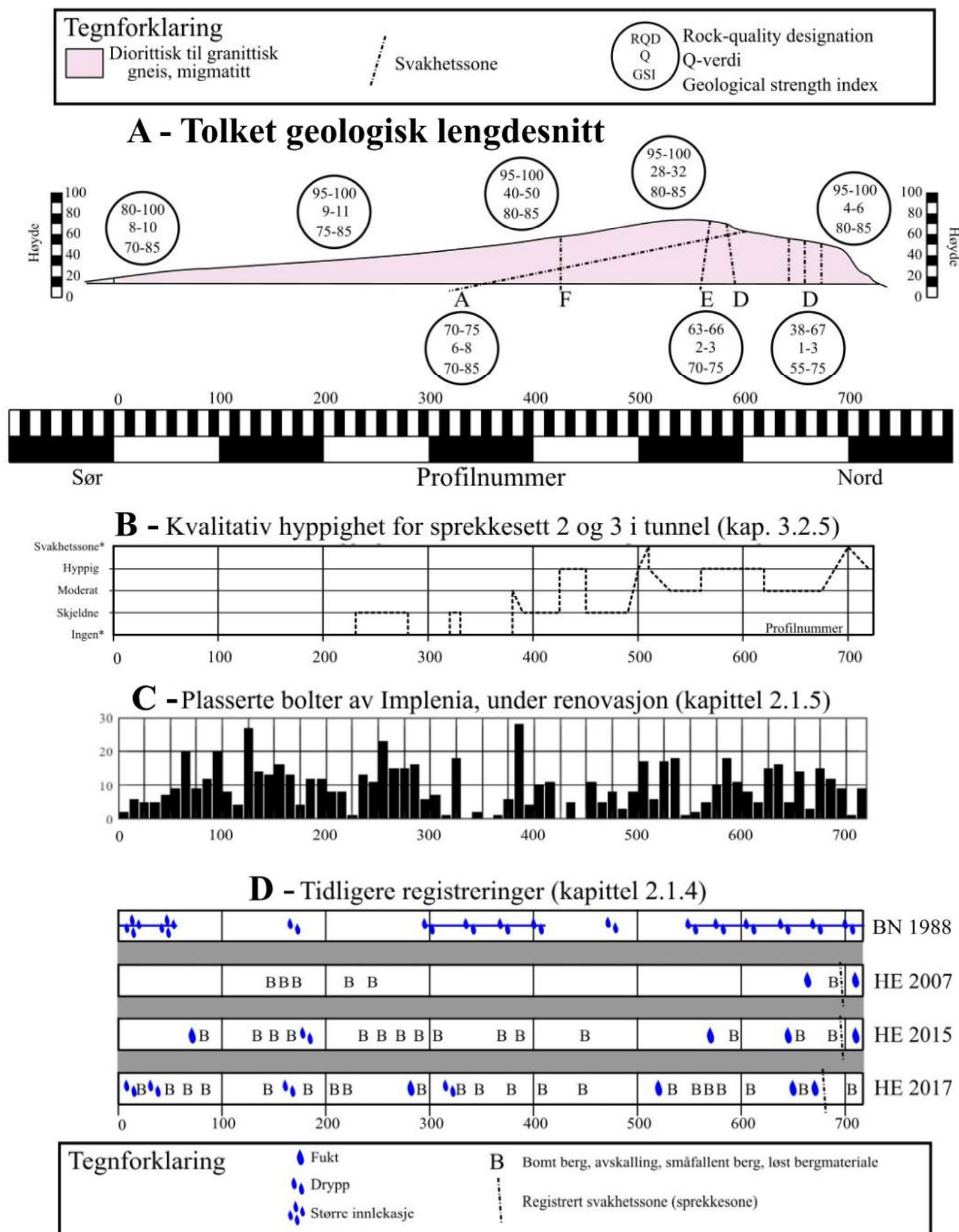
6.3.2. Tolket geologisk snitt og svakhetssoner

Figur 6.3A viser at svakhetssoner D, E og F er tolket å befinne seg i området hvor det også er registrert hyppigere oppsprekking i tunnelen (figur 6.3B). Prediksjonene var derimot ikke identisk til de faktiske forholdene i tunnelen. Registrerte svakhetssoner i tunnelen befinner seg i profil 510 og 700 (figur 6.3B). Ingen av de inntegnede svakhetssonene på det tolkede tverrprofilen treffer disse svakhetssonene med stor nøyaktighet. For eksempel er ingen svakhetssoner tegnet inn på det tolkede geologiske snittet i profilnummer 450-550, et område hvor det er tegnet inn en svakhetsone i figur 6.3B. Denne svakhetssonen ble heller ikke registrert i forundersøkelsene av Sivertsen (1986) (Vedlegg E). En årsak kan være at det ikke er de samme svakhetssonene som er mest fremtredende i overflaten, som er de mest fremtredende i tunnelen.

Svakhetsone A har et fall på omtrent 30° med relativt stor forskjell i fallretning i forhold til tunnelens retning. Under slike forhold har små usikkerheter i sonens fall og fallretning mye å si, fordi usikkerheten i det tilsynelatende fallet i tunnelens lengdesnitt blir betydelig større. Likevel tyder resultatene fra kartleggingen på at prediksjonene for svakhetsone A har vært gode. Dette fordi sonen ble predikert å krysse tunnelen omtrent i profil 300-350, og en markert sprekkesone ble registrert i profil 330 under tunnelkartlegging. Dersom man har et ønske eller behov for å anslå sonenes forløp med større sikkerhet, anbefales en alternativ undersøkelsesmetode, for eksempel kjerneboring.

6.3.3. Fuktproblemer

Figur 6.3D viser også at det under hovedettersynene (HE) (Aal, 2007; Loftesnes og Tyssekvam, 2015; Nikolaisen, 2017) ble registrert mindre vann enn under inspeksjonen i forbindelse med utformingen av «brønnotatet» (BN 1988) av Johansen (1988). Vannet som ble registrert i hovedettersynene er registrert omtrent i samme posisjoner, men med ulik mengde. De mest konsistente registreringene av vann er mellom profil 600 og portal nord. Dette samsvarer med opptreden av sprekkesonene fra det tolkede geologiske snittet, som er betegnet som



Figur 6.3 – Tolket geologisk snitt etter egen feltkartlegging (A), sammenstilt med 3 andre plott fra tidligere i oppgaven. Måten RQD, Q og GSI er tegnet inn i figuren på, er inspirert av måten Dammyr (2016) presenterer resultater sine på.

svakhetszone D. Hovedettersynet i 2017 registrerte også vann i portal sør, og omtrent ved profil 510. I dette profilnummeret var det også registrert en svakhetszone under egen tunnelkartlegging (figur 6.3B). Vann er registrert både i «brønnotatet», og hovedettersynene fra 2015 og 2017 omtrent i profil 160. Ingen registreringer i kartleggingen utført i forbindelse med denne oppgaven har fanget opp muligheten for vannproblemer omkring dette profilnummeret. I hovedettersynet fra 2007 er det registrert betydelig mindre vannproblemer enn i de andre rapportene. Forskjellene i registrerte vannproblemer antas å komme som følge av at kartleggingene er utført under/etter forskjellige vær-/klimaforhold, men kan også være på grunn av at det er gjort ulike subjektive vurderinger. Ifølge Fagerheim (2018) plasseres vannsikring under renovasjonen på grunnlag av vurdering fra geolog. Basert på at Tømmernestunnelen har såpass stort sprik i registreringene av vannproblemer, forstås det at både valg av årstid og værforhold for kartlegging, har betydning. Man bør velge tidspunkt for kartlegging slik at det er sannsynlig at eventuelle vannproblemer fanges opp.

6.3.4. Vurdering av gammel ingeniørgeologisk kartlegging

Den ingeniørgeologiske kartleggingen som er utført av Sivertsen (1986) har vist seg å ikke være fullstendig i henhold til kravene til geologiske rapporter fra *håndbok N500* (Statens vegvesen, 2016a), se kapittel 2.1.3. Ifølge håndboken skal en geologisk rapport for reguleringsplan inndeles i en faktadel og en tolkningsdel. Rapporten som forelå før driving (Sivertsen, 1986) inkluderte bare begrenset tolkning. Eksempler som var med i rapporten var svakhetssoners forløp og lokalisering i tunnelen. Annen informasjon som burde vært med i henhold til håndboken, er bl.a. bergmasseklassifisering etter Q-systemet. Denne informasjonen forelå ikke, og det var heller ikke gjort tydelige anslag for antall bolter som ville behøves i tunnelen. Håndboken sier også at rapporten bør inneholde «hydrogeologiske forhold, eventuelle brønner og vannmagasiner (Statens vegvesen, 2016a, s. s. 82)». Rapporten fra Sivertsen (1986) inneholdt ikke slik informasjon, noe som må ses på som å være årsaken til det juridiske ansvaret Vegvesenet måtte påta seg etter «brønnotatet» av Johansen (1988). Det gir grunnlag for å tro at hydrogeologiske forhold ikke var tilstrekkelig tatt hensyn til i tunneler av denne typen, fra tiden da Tømmernestunnelen ble planlagt og drevet.

6.3.5. Svakheter med egen kartlegging

Etter egen kartlegging vurderes Q-systemet som verdifullt for å gjøre anslag for boltebehovet i tunnelen. Svakheter med Q-systemet som er blitt tydelige under kartleggingen er at inngangsparameterne i mange tilfeller er vanskelige å tallfeste. Ved kartlegging i dagen er det særlig vanskelig å si noe om tall for sprekkevann og bergspenningsfaktoren. Å benytte Q-

systemet gir likevel et kvantifiserbart utgangspunkt, som med kritisk bruk kan være sammenlignbart mellom prosjekter. Det hadde vært verdifullt for vurderingen av den gamle sikringen i tunnelen dersom Q-systemet hadde vært benyttet før driving, da det hadde gitt mer nøyaktig informasjon om vurderingene som lå til grunn for den valgte sikringen.

Q-systemet er basert på RQD som inngangsparameter, som i de fleste tilfeller i felt er bestemt ved å telle sprekker langs såkalte «scanlines». I følge Priest og Hudson (1976) bør lengden på «scanlines» være minimum 50 ganger lengre enn minste sprekkeavstand. I analysen utført i denne oppgaven er dette ikke tatt hensyn til, og effekten av det er uklar. Vurderingene gjort på bakgrunn av såkalte «scanlines» vurderes å uansett være bedre enn ingenting, når borekjerner ikke er tilgjengelig for å bestemme RQD. Den numeriske modelleringen i RS2 er også løst basert på RQD som inngangsparameter, fordi materialegenskapene i RS2 delvis kommer fra GSI som igjen er beregnet fra RQD og andre parametere. Eventuelle feil i RQD forventes derfor å ha stor effekt på resultatene i denne oppgaven.

Det er også noe usikkerhet og småfeil i inngangsparameterne til Barton-Bandis-kriteriet, gitt i ligning (7). Det er stort sprik i målingene, som ser ut til å vise større ruhet og mindre styrke på sprekkeflater i «Tyskertunnelen» enn i naturlige blotninger. Hvilke av målingene som er mest representative kan fastsettes ved å måle flere flater, både i naturlige og sprengte blotninger. Parameteren JRC er ikke justert for lengden på sprekkeflater etter ligning (8). Dersom L_n for eksempel hadde blitt valgt som 2 meter, ville JRC blitt nedjustert fra 11 til 4. Residual friksjonsvinkel ble valgt med et antatt forhold på r/R fra felt på 0,85. Det har siden vist seg at den målte gjennomsnittsverdien for JCS (120 MPa) i felt er større enn det målte gjennomsnittet for UCS fra lab. Ifølge Grøneng og Nilsen (2009) bør man velge residual friksjonsvinkel lik basis friksjonsvinkel når JCS og UCS er like. Effekten av disse feilkildene på de numeriske modellene er uklar.

6.4. Bergmekaniske egenskaper

Bergartens styrkeegenskaper er målt for enaksiell trykkstyrke (σ_c) og strekkstyrke (σ_t). Egne målinger viser σ_c lik 117,9 MPa og σ_t lik 8,9 MPa. Resultatet for σ_c viser lavere styrke enn målingene utført i samme bergart av Dammyr (2016), og høyere enn resultatene presentert av Hanssen og Myrvang (1986), se kapittel 2.3.2. Variasjoner i σ_c kan delvis tilskrives at testene utført av Hanssen og Myrvang ikke alltid lastet prøvene vinkelrett på foliasjon. Dette forklarer også delvis det store standardavviket i prøvene deres. De rapporterte resultatene fra Dammyr er testet på samme måte som de egne prøvene, som ble presentert i kapittel 4.3.1. Likevel er

resultatene til Dammyr høyere enn de som blir presentert i denne oppgaven, med gjennomsnittlig σ_c på 147,8 MPa. Strekkstyrken på målt i denne oppgaven, viser σ_t på 8,9 MPa. Dette er innenfor standardavviket til målingene utført av Hanssen og Myrvang.

Elastisitetsegenskapene som er målt i denne oppgaven er derimot omtrent identiske med de som er målt av Dammyr (2016). Egne resultater viser at E-modul og Poissons forholdstall er omtrent 4 ganger større når tangentmetoden benyttes, enn når sekantmetoden benyttes, med like store spenningsintervall. Dette vurderes å være som følge av at prøven tillater større tøyning i starten av testene, når glimmerflak presses sammen, og før «fracture initiation»-spenningen nås. Sistnevnte vurdering er gjort etter dialog med overingeniør på institutt for geovitenskap og petroleum ved NTNU, G. Vistnes (2018).

Både styrke- og elastisitetsegenskaper varierer altså med valgt metode. De opptredende anisotrope egenskaper til bergarten bør også tas hensyn til i fremtidige analyser for å få mer representative resultater. Det forventes at resultatene fra modelleringen påvirkes av dette.

Etter parameterstudier utført i modelleringskapittelet (kapittel 5.4.2), er opptredende (in-situ-) spenning fortsatt ikke fastsatt. I kapittel 5.2.1. er spenning vurdert som særlig viktig for å vurdere hvilke stabilitetsproblemer som forventes å oppstå i tunneler. Etter samtaler med hovedveileder, er det kommet frem at en relativt rimelig måte å anslå spenningen på kan være å utføre målinger nær tunneltverrsnittet, og sammenligne disse med resultater fra numerisk modellering for å anslå spenningsforholdene. Slike analyser kan gi verdifull informasjon under driving av tunneler hvor man forventer, eller opplever, problemer som følge av høye spenninger.

7. Konklusjon

I det følgende listes det opp konklusjoner som trekkes fra diskusjonen i kapittel 6.

- Numerisk modellering har vist seg å være et nyttig verktøy for å anslå hvilke spenningsproblemer som kunne forventes i tunnelen.
- Analyser av spenningssituasjon omkring Tømmernestunnelens tverrsnitt ved hjelp av RS2, indikerer at stabilitetsproblemer kommer som følge av blokknedfall fra diskontinuitetsplan. Dersom spenningene er høye nok, kan det forekomme at noen nye brudd dannes i intakt berg og utvikler seg videre langs eksisterende sprekkese. Dette kan føre til avskalling opp til sprekker som tangerer venstre side av hengen av Tømmernestunnelens tverrsnitt, sett mot nord.
- Stabilitetsproblemer fra avskalling forventes å være større i tunneler med noe høyere bergoverdekning, forutsatt høye horisontale spenninger.
- Analyser i Unwedge har vist at blokknedfall i Tømmernestunnelen primært vil være et problem når sprekkeseene i dagen opptrer i sammenheng med tilfeldige sprekker med fall mot øst.
- Unwedge har også vist den valgte tunneltraséen er relativt gunstig med hensyn på oppsprekking langs sprekkeseene 1, 2 og 3.
- Rapportert totalt antall bolter i tunnelen er omtrent like stort som sikringsbehovet anslått fra Q-metoden etter egen kartlegging.
- Relativt lite informasjon foreligger for øvrig om hvordan de opprinnelige boltene var plassert. For nøyaktige vurderinger av den gamle stabilitetssikringen, ville det vært nødvendig å skaffe mer nøyaktig informasjon om plasseringen av de opprinnelige boltene.
- Flere av boltene som opprinnelig var satt i tunnelen, var ikke gyst. Etter analysen i denne oppgaven er det fortsatt uklart hvorfor boltene ikke ble gyst, og om dette er en problemstilling man kan forvente å møte i andre tunneler fra samme tidsperiode.
- Sprøytebetongen som opprinnelig var benyttet i tunnelen var tynnere enn anbefalt etter vurderingen med Q-systemet fra denne oppgaven. Noen tett oppspekte soner var ikke sprøytet inn i det hele tatt.
- Sprekkekartlegging utført under denne oppgaven samsvarer til en viss grad med kartleggingen utført av Sivertsen (1986) før Tømmernestunnelen ble drevet. Noen tilfeldige sprekker ble ikke fanget opp under egen kartlegging i overflaten, som ble funnet av Sivertsen.

Kapittel 7. Konklusjon

- Nøyaktig sprekkekartlegging krever erfaring. Det foreslås at erfarne og uerfarne geologer arbeider sammen i kartleggingsprosesser, for å sikre erfaringsoverføring.
- Tidligere registreringer (Johansen, 1988; Aal, 2007; Loftesnes og Tyssekvam, 2015; Nikolaisen, 2017) av vanninnlekkasjer viser stor variasjon som antas å være bl.a. som følge av ulike vær-/klimaforhold før og under kartleggingene. Tidspunkt for denne typen kartlegging bør velges med omhu, for å ha størst mulig sannsynlighet for å fange opp eventuelle lekkasjeproblemer.
- Hydrogeologiske forhold, slik som brønner i området, var ikke rapportert før driving av tunnelen. Det forventes at hydrogeologiske forhold ikke var tilstrekkelig tatt hensyn til i tunneler av denne typen, fra tiden når Tømmernestunnelen ble planlagt og drevet.
- De bergmekaniske egenskapene som er målt i denne oppgaven sammenfaller relativt godt med tidligere målinger fra samme bergart. Ved valg av styrke- og elastisitetsegenskaper bør man være bevisst på valg av metode da egenskapene kan variere som følge av spenningsnivå og retning.

8. Videre arbeid

Etter at renovasjonsarbeidene er ferdige, er det ikke lenger praktisk å utføre videre feltarbeider i tunnelen. Likevel listes det opp punkter for forslag til videre arbeid, og mulige forbedringer. De kan også være relevante dersom det utføres lignende analyser av andre tunnelprosjekter.

- For å utføre mer nøyaktige analyser av den gamle sikringen trengs det mer nøyaktig informasjon om hvor i tunnelen det er boltet. Dersom tunnelen hadde blitt nøye kartlagt etter at gammelt PE-skum var tatt ned, og før nytt skum ble plassert, kunne man loggført alle bolter i tunnelen til gitte posisjoner. Av praktiske årsaker var slikt arbeid ikke mulig i Tømmernestunnelen, men kan anbefales som metode for lignende prosjekter i andre tunneler. Med mer nøyaktig informasjon om boltene kunne man lagd mer nøyaktige modeller, og fått et bedre bilde av hvor i tunnelen stabilitetsproblemer har vært størst.

- I denne oppgaven ble sprekkers egenskaper kartlagt for ruhet og sprekkestyrke. Målingene viser stort spenn og ser ut til å ha sammenheng med om blotningen er naturlig eller sprengt. Flere målinger av ulike sprekkesett i ulike typer blotninger vil gi et bedre bilde på hvilke sprekkeegenskaper som hører til hvilke forhold.

- 2D-modellering i RS2 har vanskelig for å fange opp den virkelige effekten av smale svakhetssoner som ligger orientert omtrent parallelt med modellplanet. I tilfeller som dette, anbefales det for fremtiden å benytte 3D-modellering, da dette forventes å gi bedre informasjon om stabilitetssituasjonen i tunnelen.

- En vesentlig parameter for stabilitetsvurderinger er opptredende spenningstilstand. For å gjøre nøyaktige stabilitetsvurderinger, bør man derfor legge større vekt på å bestemme størrelse og retninger på spenningene.

Referanser

- Aal, A. (2007) *Hovedettersyn tunneler 2007, E6-28 Tømmerneset tunnel i Hamarøy Kommune. Berg og bergsikring*. Bodø: Geo- og laboratorieseksjonen, Statens Vegvesen.
- Andersen, P. og Sveen, E. (2012) *Høring - rapport fra Statens kartverk om det offentlige kartgrunnlaget - Innhold, rutiner og ansvar*. Tilgjengelig fra: https://www.regjeringen.no/contentassets/216df4357faf4f418405fcfd50bde308/statens_vegvesen.pdf (Hentet: 08.03. 2018).
- Andresen, A. og Tull, J. F. (1986) Age and tectonic setting of the Tysfjord gneiss granite, Etfjord, North Norway, *Norsk Geologisk Tidsskrift*, Vol. 66, s. 69-80.
- Aydin, A. (2008) ISRM suggested method for determination of the Schmidt hammer rebound hardness: revised version *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014*. Springer, s. 25-33.
- Aydin, A. (2014) Upgraded ISRM suggested method for determining sound velocity by ultrasonic pulse transmission technique, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 47(1), s. 255-259.
- Bahat, D., Grossenbacher, K. og Karasaki, K. (1999) Mechanism of exfoliation joint formation in granitic rocks, Yosemite National Park, *Journal of Structural Geology*, 21(1), s. 85-96. doi: [https://doi.org/10.1016/S0191-8141\(98\)00069-8](https://doi.org/10.1016/S0191-8141(98)00069-8).
- Barton, N., Lien, R. og Lunde, J. (1974) Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support, *Rock mechanics*, 6(4), s. 189-236. doi: 10.1007/bf01239496.
- Barton, N. og Choubey, V. (1977) The shear strength of rock joints in theory and practice, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 10(1), s. 1-54.
- Barton, N. og Bandis, S. (1990) Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice, i *Rock Joints, Proc int symp on rock joints, Loen, Norway (eds N. Barton and O. Stephenson)*. s. 603-610.
- Barton, N. (2013) Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 5(4), s. 249-261.
- Bell, T. H. (1981) Foliation development — The contribution, geometry and significance of progressive, bulk, inhomogeneous shortening, *Tectonophysics*, 75(3), s. 273-296. doi: [https://doi.org/10.1016/0040-1951\(81\)90278-X](https://doi.org/10.1016/0040-1951(81)90278-X).
- Berenbaum, R. og Brodie, I. (1959) Measurement of the tensile strength of brittle materials, *British Journal of Applied Physics*, 10(6), s. 281. Tilgjengelig fra: <http://stacks.iop.org/0508-3443/10/i=6/a=307>.
- Broch, E. (1977) The influence of water on some rock properties, *Advances in Rock Mechanics, National Academy of Science, Washington*, Vol. II, s. 35-38.
- Brown, E. og Hoek, E. (1978) Trends in relationships between measured in-situ stresses and depth, i *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. Pergamon, s. 211-215.
- Bryhni, I. (2017) *Kaledonske fjellkjede*. Tilgjengelig fra: https://snl.no/Kaledonske_fjellkjede (Hentet: 02.04. 2018).
- Cai, M. *et al.* (2007) Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(2), s. 247-265. doi: <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2006.07.005>.
- Dale, T. N. (1923) *The commercial granites of New England*. (Bulletin 738). Tilgjengelig fra: <http://pubs.er.usgs.gov/publication/b738>.

- Dammyr, Ø. (2016) Prediction of Brittle Failure for TBM Tunnels in Anisotropic Rock: A Case Study from Northern Norway, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(6), s. 2131-2153. doi: 10.1007/s00603-015-0910-z.
- Deere, D. U. (1964) Technical description of rock cores for engineering purpose, *Rock Mechanics and Engineering Geology*, 1(1), s. 17-22.
- Diederichs, M. S. (2007) The 2003 Canadian Geotechnical Colloquium: Mechanistic interpretation and practical application of damage and spalling prediction criteria for deep tunnelling, *Canadian Geotechnical Journal*, 44(9), s. 1082-1116.
- Erikstad, L. *et al.* (2009) Landformvariasjon (terrengformvariasjon og landformer). Naturtyper i Norge Bakgrunnsdokument 14: 1-91.
- Fagerheim, R. (2018) Personlig kommunikasjon: Om vannsikring. Prosjektingeniør i Implenia. .
- Fejerskov, M. og Myrvang, A. (1995) In-situ rock stress pattern on the Norwegian continental shelf and mainland, i *8th ISRM Congress*. International Society for Rock Mechanics.
- Foslie, S. (1941) *Tysfjords geologi - Beskrivelse til det geologiske gradteigskart Tysfjord*. Oslo: Norges geologiske undersøkelse nr. 149. I kommisjon hos H. Aschehoug & CO.
- Fossen, H. (2016) *fjellkjededannelse*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/fjellkjededannelse> (Hentet: 02.04. 2018).
- Fossen, H. (2018) *migmatitt*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/migmatitt> (Hentet: 02.04. 2018).
- Gilbert, G. K. (1904) Domes and dome structure of the high Sierra, *GSA Bulletin*, 15, s. 29-36.
- Goodman, R. E. og Shi, G.-h. (1985) *Block theory and its application to rock engineering*. Prentice-Hall Englewood Cliffs, NJ.
- Grimstad, E. og Barton, N. (1993) Updating the Q-system for NMT, i *Proceedings of the International Symposium on Sprayed Concrete-Modern use of wet mix sprayed concrete for underground support, Fagemes, Oslo, Norwegian Concrete Association, 1993*.
- Grimstad, E. *et al.* (2002) Rock mass quality Q used in designing reinforced ribs of sprayed concrete and energy absorption, *Report, Norwegian Geotechnical Institute*.
- Grøneng, G. og Nilsen, B. (2009) *Procedure for determining input parameters for Barton-Bandis joint shear strength formulation*. Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU, Trondheim.
- Gustavson, M. (1973) *NGU, Berggrunnskart M 1:250 000 Narvik*.
- Gustavson, M. (1996) *NGU, Berggrunnskart M 1:250 000 Sulitjelma*.
- Hanssen, T. H. og Myrvang, A. (1986) Rock stresses and rock stress effects in the Kobbelv area, northern Norway, i *Proceedings of the International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements, Stockholm*. International Society for Rock Mechanics.
- Hanssen, T. H. (1988) Rock Properties, *Norwegian Rock and Soil Association*, Publication No. 5, s. 41-44.
- Hoek, E. (1977) Rock mechanics laboratory testing in the context of a consulting engineering organization, i *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. Elsevier, s. 93-101.
- Hoek, E. og Brown, E. T. (1997) Practical estimates of rock mass strength, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8), s. 1165-1186. doi: [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)80069-X](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)80069-X).
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. og Corkum, B. (2002) Hoek-Brown failure criterion-2002 edition, *Proceedings of NARMS-Tac*, 1, s. 267-273.

- Hoek, E. og Diederichs, M. S. (2006) Empirical estimation of rock mass modulus, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43(2), s. 203-215. doi: <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2005.06.005>.
- Hoek, E. (2007) Rock mass properties, i Hoek, E. (red.) *Practical Rock Engineering*. Vancouver, Canada.
- Hoek, E., Carter, T. og Diederichs, M. (2013) Quantification of the geological strength index chart, i *47th US rock mechanics/geomechanics symposium*. American Rock Mechanics Association.
- Holzhausen, G. R. og Johnson, A. M. (1979) Analyses of longitudinal splitting of uniaxially compressed rock cylinders, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 16(3), s. 163-177. doi: [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(79\)90482-0](https://doi.org/10.1016/0148-9062(79)90482-0).
- Holzhausen, G. R. (1989) Origin of sheet structure, 1. Morphology and boundary conditions, *Engineering Geology*, 27(1), s. 225-278. doi: [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(89\)90035-5](https://doi.org/10.1016/0013-7952(89)90035-5).
- Høygaard, B. og Grimstand, E. (1979) *E6 Bonnåsjøen - Innhavet, Horndalsflåget, Tømmernesflåget, Steinbakkflåget - Geologiske undersøkelser*. Statens Vegvesen, Veglaboratoriet.
- Irgens, F. (2006) *Fasthetslære*. Trondheim: Tapir akademisk forlag.
- ISRM (1978a) Suggested methods for determining tensile strength of rock materials, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15(3), s. 99-103. doi: [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(78\)90003-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(78)90003-7).
- ISRM (1978b) Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses, *International Journal of Rock Mechani and Mining Science Geomech Abstract*, Vol. 16(3), s. 319-368.
- ISRM (1979) Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 16(2), s. 137-140. doi: [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(79\)91450-5](https://doi.org/10.1016/0148-9062(79)91450-5).
- ISRM (2018) *Suggested Methods complete list*. Tilgjengelig fra: <http://www.isrm.net/gca/index.php?id=1305> (Hentet: 21.03. 2018).
- Jaeger, J. C., Cook, N. G. og Zimmerman, R. (2009) *Fundamentals of rock mechanics*. John Wiley & Sons.
- Johansen, H. (1988) *Notat ang. redusert vanntilsg til brønn hos Alf Mathiesen, Tømmerneset*. Bodø: Laboratorieavdelingen, Nordland Vegkontor, Statens Vegvesen.
- Kartverket (2018a) *Rasterkart*. Tilgjengelig fra: www.norgeskart.no (Hentet: 06.02. 2018).
- Kartverket (2018b) *Landkart*. Tilgjengelig fra: www.norgeskart.no (Hentet: 06.02. 2018).
- Li, C., Zhang, N. og Ruiz, J. (2017) Measurement of the basic friction angle of planar rock discontinuities with three rock cores, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, s. 1-10.
- Li, C. C. (2015) *Applied Rock Mechanics*. Trondheim: Norwegian University of Science and Technology, NTNU.
- Loftesnes, K. og Tyssekvam, I. (2015) *Hovedettersyn Tunneler 2014, E6-Tømmerneset tunnel i Hamarøy kommune, Berg og bergsikring*. Trondheim: Norconsult AS.
- Marinos, P. og Hoek, E. (2000) GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation, i *ISRM international symposium*. International Society for Rock Mechanics.
- Marinos, V., Marinos, P. og Hoek, E. (2005) The geological strength index: applications and limitations, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 64(1), s. 55-65. doi: 10.1007/s10064-004-0270-5.

- Martin, C., Kaiser, P. og McCreath, D. (1999) Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels, *Canadian Geotechnical Journal*, 36(1), s. 136-151.
- Martin, C. D., Kaiser, P. K. og Christiansson, R. (2003) Stress, instability and design of underground excavations, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(7), s. 1027-1047. doi: [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(03\)00110-2](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(03)00110-2).
- Martin, C. D. og Christiansson, R. (2009) Estimating the potential for spalling around a deep nuclear waste repository in crystalline rock, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46(2), s. 219-228. doi: <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2008.03.001>.
- Martini, C. D., Read, R. S. og Martino, J. B. (1997) Observations of brittle failure around a circular test tunnel, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(7), s. 1065-1073. doi: [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)90200-8](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)90200-8).
- Myrvang, A. (2001) *Bergmekanikk*. Trondheim: Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
- NB (2011) Sprøytebetong til bergsikring, *Norsk Betongforenings Publikasjon nr 7*.
- NGI (2015) *Bruk av Q-systemet, Bergmasseklassifisering og bergforsterkning, Håndbok*. Oslo: NGI.
- NGU (2018) *Berggrunn, Nasjonal berggrunnsdatabase*. Tilgjengelig fra: <http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/> (Hentet: 06.02. 2018).
- Nicksiar, M. og Martin, C. D. (2012) Evaluation of Methods for Determining Crack Initiation in Compression Tests on Low-Porosity Rocks, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45(4), s. 607-617. doi: 10.1007/s00603-012-0221-6.
- Nicksiar, M. (2013) *Effective parameters on crack initiation stress in low porosity rocks*, University of Alberta (Canada).
- Nikolaisen, R. U. (2017) *51009001-Geo01 Notat etter inspeksjon E6-28 Tømmernestunnelen, Hamarøy kommune*. Sweco.
- Nilsen, B. (2000) New trends in rock slope stability analyses, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 58(3), s. 173-178. doi: 10.1007/s100640050072.
- Nilsen, B. og Broch, E. (2012) *Ingeniørgeologi-berg. Grunnkurskompendium*. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, NTNU. Institutt for geologi og bergteknikk.
- Nilsen, B. (2018) Personlig kommunikasjon: Om inngangsparametere til numeriske analyser. Professor ved institutt for geovitenskap og petroleum, NTNU.
- Olsen, O. J. (2017) Ingeniørgeologiske problemstillinger i Tømmernestunnelen, Hamarøy Kommune, Nordland, *Prosjektrapport i emne TGB4500, Institutt for geovitenskap og petroleum, fakultet for ingeniørvitenskap, NTNU: Trondheim*.
- Pretec (2018) *Kombinasjonsbolt - NC-bolt*. Tilgjengelig fra: <http://pretec.no/produkt/nc-bolt/> (Hentet: 07.06. 2018).
- Priest, S. og Hudson, J. (1976) Discontinuity spacings in rock, i *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. Elsevier, s. 135-148.
- Raade, G. (2009) *Foliasjon*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/foliasjon> (Hentet: 17.11. 2017).
- Raade, G. (2018) *Gneis*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/gneis> (Hentet: 02.04. 2018).
- Ramberg, I. B. et al. (2013) *Landet blir til - Norges geologi*. Trondheim: Norsk Geologisk Forening.
- Regjeringen.no (2017) *Alt om Nasjonal transportplan 2018-2029*. Tilgjengelig fra: <https://www.regjeringen.no/no/aktuelt/alt-om-nasjonal-transportplan-2018-2029/id2548470/> (Hentet: 02.06. 2018).
- Rem, Ø. (2017) Personlig kommunikasjon. Prosjektingeniør i Implenia.
- Rem, Ø. (2018) Personlig kommunikasjon. Prosjektingeniør i Implenia.

- Reynolds, J. M. (2011) *An Introduction to Applied and Environmental Geophysics*. Mold, Flintshire, North Wales, UK: John Wiley & Sons, Ltd.
- RocScience (2018a) *RS2*. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/rocscience/products/rs2> (Hentet: 14.05. 2018).
- RocScience (2018b) *Estimating Joint Stiffness*. Tilgjengelig fra: https://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp9/theory/Estimating_Joint_Stiffness.htm (Hentet: 24.05 2018).
- RocScience (2018c) *Dips*. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/rocscience/products/dips> (Hentet: 04.05. 2018).
- RocScience (2018d) *Field Stress Overview*. Tilgjengelig fra: https://www.rocscience.com/help/unwedge/webhelp/unwedge/Field_Stress.htm (Hentet: 24.05. 2018).
- RocScience (2018e) *Unwedge*. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/rocscience/products/unwedge> (Hentet: 14.05. 2018).
- Selmer-Olsen, R. og Broch, E. (1977) General design procedure for underground openings in Norway, *Bergman: Storage in excavated Rock Caverns*. Pergamon Press, Oxford, s. 219-227.
- Sivertsen, A. (1986) *E6-28 Tunnel gjennom Tømmerneset, Geologisk rapport*. Bodø: Laboratorieavdelingen, Nordland Vegkontor, Statens Vegvesen.
- Spjeldnæs, N. (2018) *fjell*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/fjell> (Hentet: 06.03. 2018).
- Standard Norge (1992) NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.
- Statens vegvesen (2014a) *Vegbygging, Håndbok N200*. Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen (2014b) *Fjellbolting, Håndbok V224*. Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen (2016a) *Vegtunneler, Håndbok N500*. Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen (2016b) *Tunnelveiledning, Håndbok V520*. Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen (2017a) *Om NTP og prosjekter i Nord-Norge*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/om+statens+vegvesen/presse/nyheter/lokalt/Region+Nord/om-ntp-og-prosjekter-i-nord-norge> (Hentet: 02.06. 2018).
- Statens vegvesen (2017b) *E6 Tømmernestunnelen skal bli tryggere*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/tunnelernord/nyhetsarkiv/e6-t%C3%B8mmernestunnelen-skal-bli-tryggere> (Hentet: 01.04. 2018).
- Statens vegvesen (2018a) *Håndbøker*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/handboker> (Hentet: 09.03. 2018).
- Statens vegvesen (2018b) *Tunneler i Region nord, oppgradering*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/tunnelernord> (Hentet: 02.06. 2018).
- Statens vegvesen (2018c) *Vegkart*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/vegkart/> (Hentet: 08.03. 2018).
- Statens vegvesen (2018d) *Trafikkregistreringer*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/fag/trafikk/Trafikkdata/Trafikkregistreringer> (Hentet: 08.03. 2018).
- Stephansson, O., Ljunggren, C. og Jing, L. (1991) Stress measurements and tectonic implications for Fennoscandia, *Tectonophysics*, 189(1), s. 317-322. doi: [https://doi.org/10.1016/0040-1951\(91\)90504-L](https://doi.org/10.1016/0040-1951(91)90504-L).
- Stimpson, B. (1981) A suggested technique for determining the basic friction angle of rock surfaces using core, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 18(1), s. 63-65. doi: [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(81\)90266-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(81)90266-7).

Referanser

- Streckeisen, A. (1976) To each plutonic rock its proper name, *Earth-science reviews*, 12(1), s. 1-33.
- Sverdrup, T. (1961) Feltspatundersøkelsene på Drag ved Innhavet, syd for Tysfjorden, Nordland fylke, *Norges Geologiske Undersøkelse*, nr. 2015, Årbok 1961. s. 113-119.
- Tijhuis, L. (2018) Personlig kommunikasjon: Resultater fra XRD av UC1. Overingeniør ved institutt for geovitenskap og petroleum, NTNU.
- Twidale, C. R. (1973) On the origin of sheet jointing, *Rock mechanics*, 5(3), s. 163-187. doi: 10.1007/bf01238046.
- Vistnes, G. (2018) Personlig kommunikasjon: Om enaksiell trykktesting. Overingeniør ved institutt for geovitenskap og petroleum NTNU.
- Zoback, M. L. *et al.* (1989) Global patterns of tectonic stress, *Nature*, 341(6240), s. 291-298.

Vedlegg

Vedlegg A - Tunneltrase, tegning fra Implenia

Vedlegg B - Kontinuerlige registreringspunkter i Nordland Fylke

Vedlegg C - Tunnelprofiler

Vedlegg D - Bergsikring fra Q-systemet

Vedlegg E - Gammel kartlegging Tømmerneset

Vedlegg F - Boltekart, første 215 bolter satt av Implenia

Vedlegg G - Boltekart, totalt 679 bolter satt av Implenia

Vedlegg H - Plassert PE-skum, Implenia

Vedlegg I - Ruhet for Q-systemet

Vedlegg J - Ruhetsprofiler for bestemmelse av JRC

Vedlegg K - Diagram for bestemmelse av JCS

Vedlegg L - Diagram for bestemmelse av GSI

Vedlegg M - GPS-koordinater og posisjoner

Vedlegg N - Sprekkemålinger i dagen

Vedlegg O - Sprekkekartlegging i Tømmernestunnelen

Vedlegg P - Mineralsammensetning fra XRD-analyser

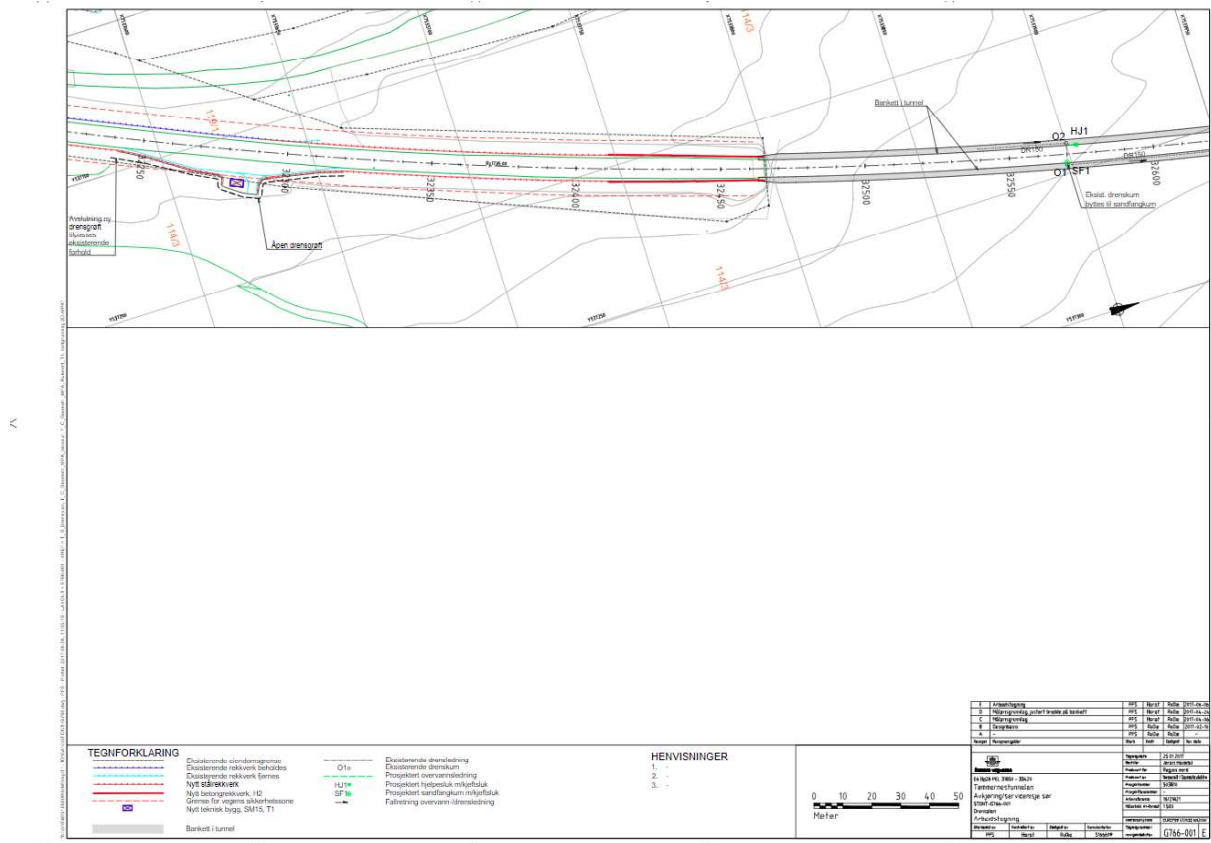
Vedlegg Q - Kildebergart fra mineralsammensetning

Vedlegg R - Resultater fra tilt-testing

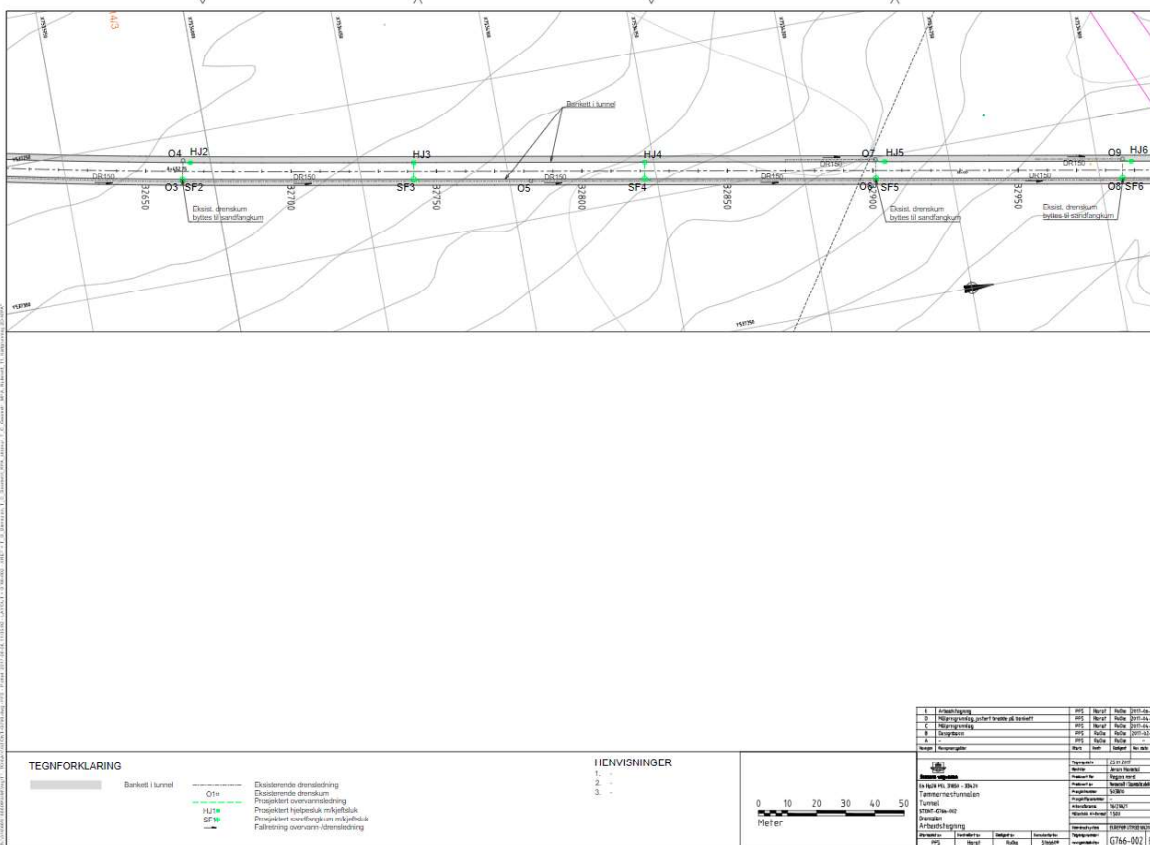
Vedlegg S - Datablad for nye bolter satt av Implenia

Vedlegg A - Tunneltrase, tegning fra Implenia

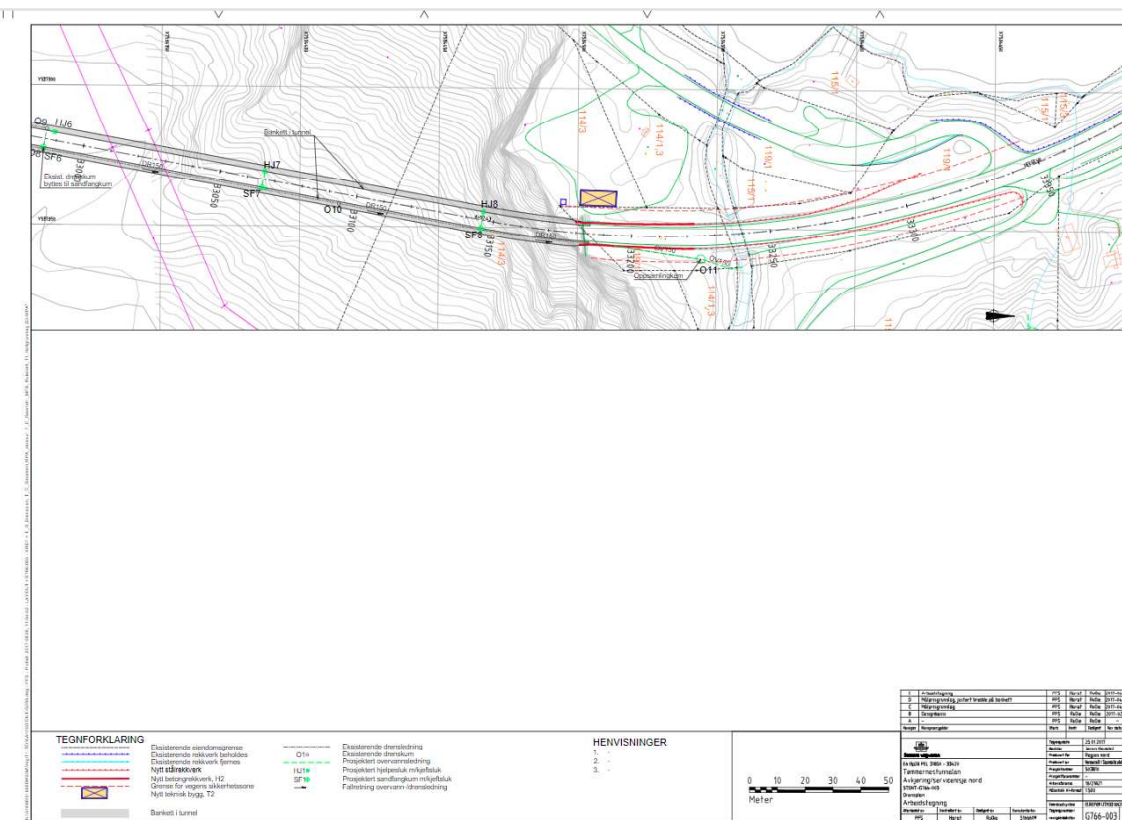
Tegninger som benyttes under renovasjon av Implenia, av Tømmernestunnelen. Tegningene er mottatt fra prosjektingeniør Ø. Rem (2017) i Implenia. Det vedlegges skjermbilder i dette vedlegget. Vedleggene A-1, A-2 og A-3 er også vedlagt som filer til masteroppgaven i A3-format. Tegningene er produsert av Norconsult /Scanmatic elektro, og utarbeidet av ukjent forfatter med initialer «PFS»



Vedlegg A-1



Vedlegg A-2



Vedlegg B - Kontinuerlige registreringspunkter i Nordland Fylke

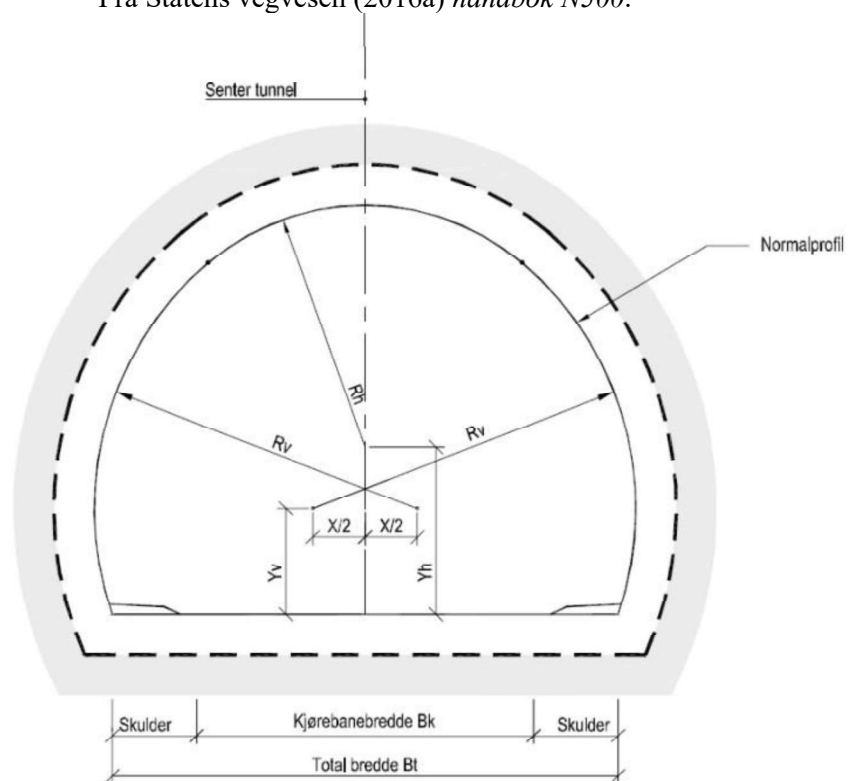
Kontinuerlige registreringspunkter i Nordland fylke, fra Statens vegvesen (2018d).



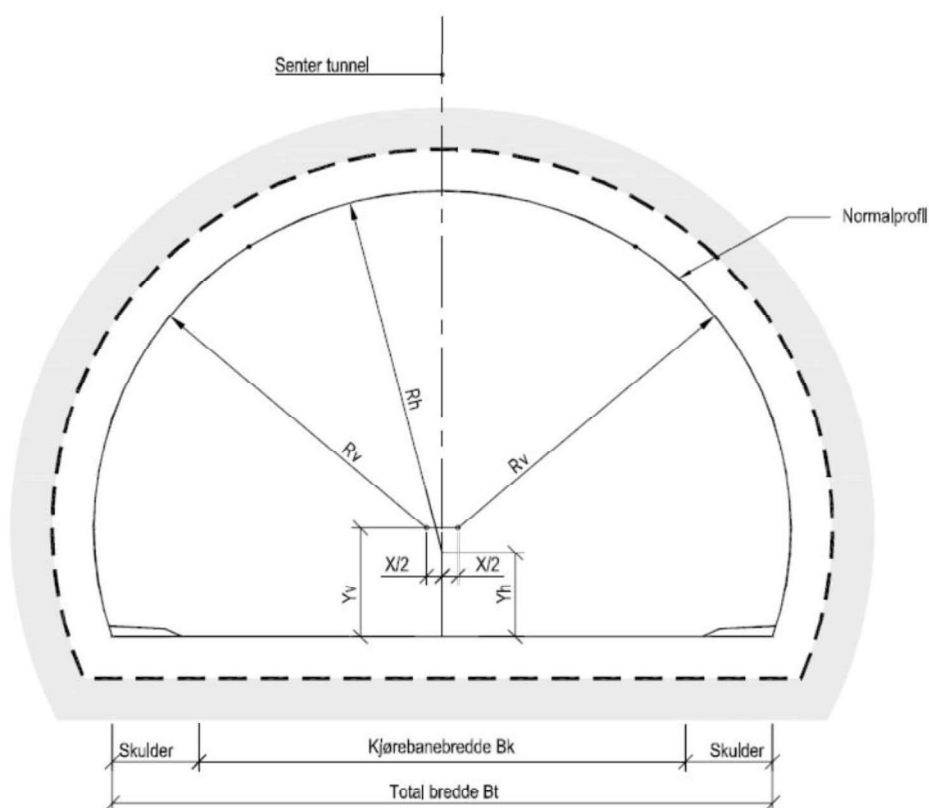
Kontinuerlige registreringspunkter i Nordland fylke markert som blå sirkler langs vegene.

Vedlegg C - Tunnelprofiler

Fra Statens vegvesen (2016a) *håndbok N500*.



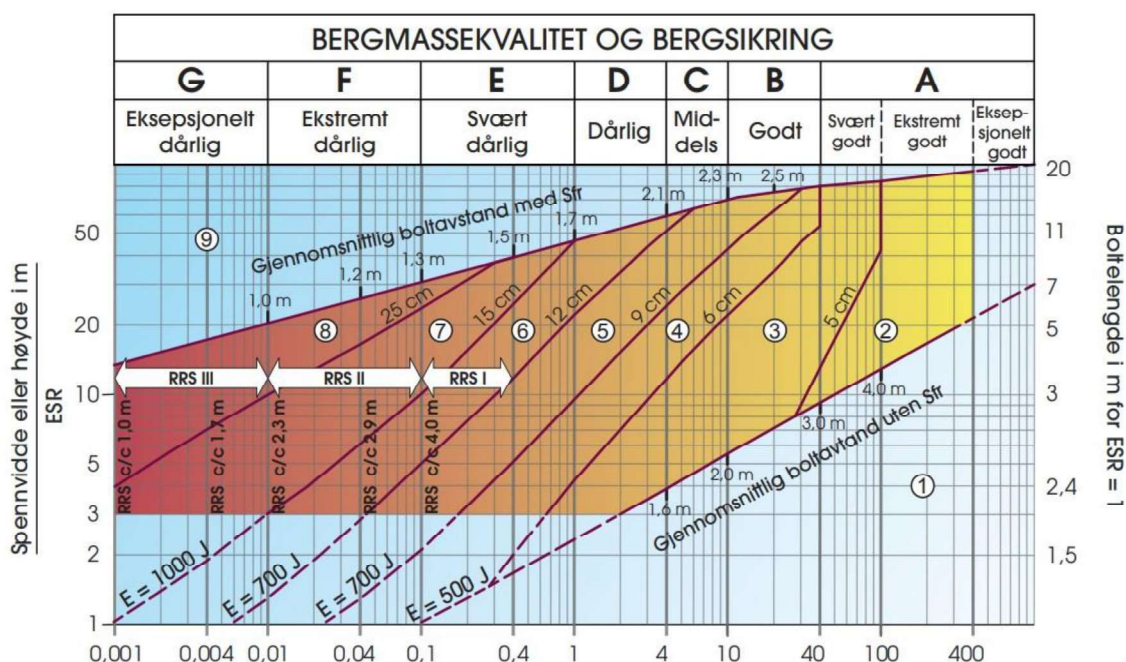
Tunnelprofil som viser geometriske mål for profil T8,5.



Tunnelprofil som viser geometriske mål for profil T9,5 og T10,5.

Vedlegg D - Bergsikring fra Q-systemet

Bergsikring som anbefalt fra Q-systemet (NGI, 2015).



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

Sikringskategorier

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

Boltavstand er hovedsaklig basert på Ø20 mm

E = Energiabsorpsjon i fiberforsterket sprøytebetong

ESR = Utgravingens sikringsgrad

Områder med prikkede linjer har ingen empiriske data

RRS - avstand relatert til Q-verdi

- I** **Si30/6 Ø16 - Ø20 (spennvidde 10m)**
D40/6+2 Ø16-20 (spennvidde 20m)
- II** **Si35/6 Ø16-20 (spennvidde 5m)**
D45/6+2 Ø16-20 (spennvidde 10m)
D55/6+4 Ø20 (spennvidde 20m)
- III** **D40/6+4 Ø16-20 (spennvidde 5m)**
D55/6+4 Ø20 (spennvidde 10 m)
Spesiell vurdering (spennvidde 20 m)

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

D = Dobbel lag med armeringsjern

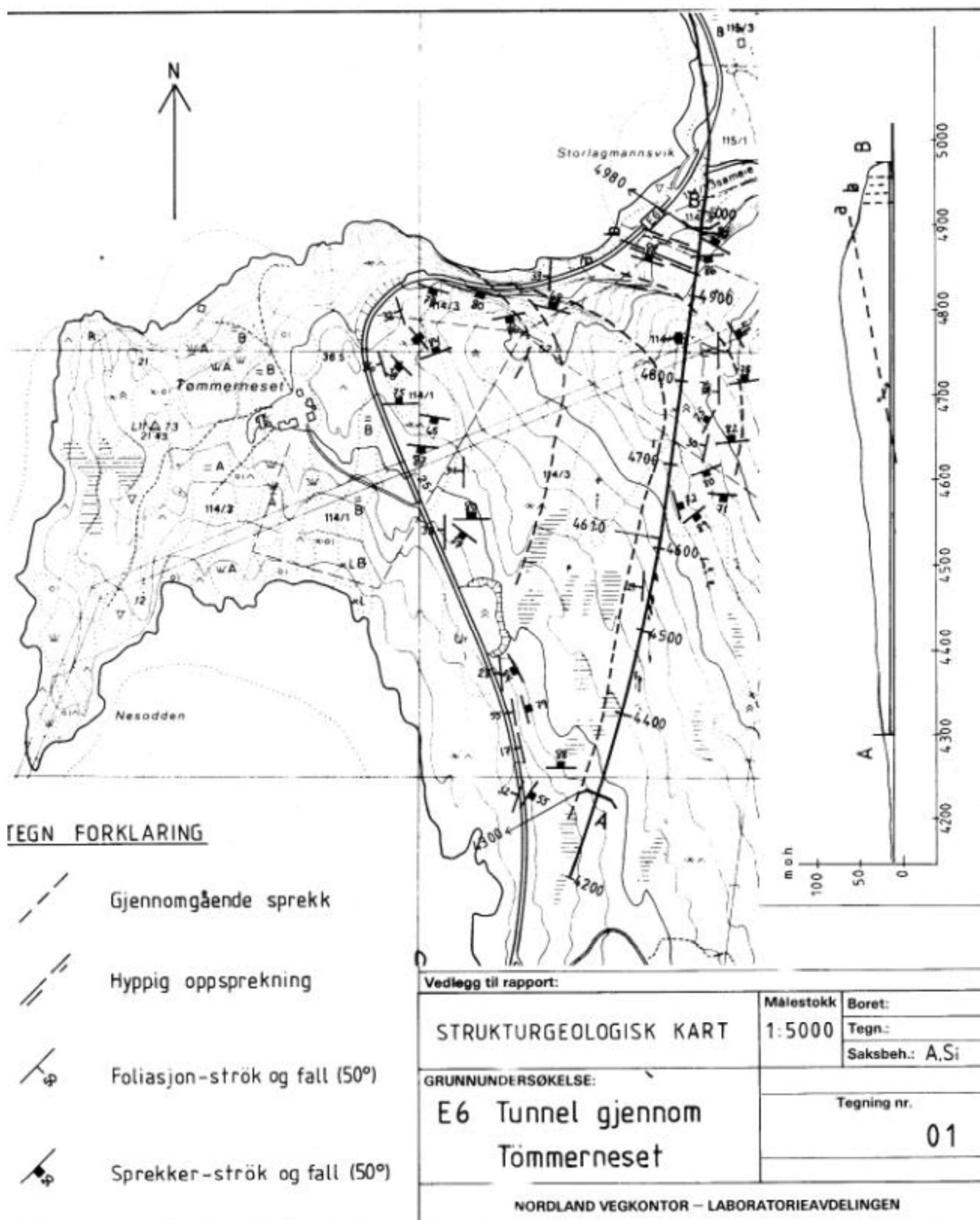
Ø16 = Armering diameter er 16 mm

c/c = RSS avstand, senter - senter

Anbefalt bergsikring på grunnlag av Q-metoden.

Vedlegg E - Gammel kartlegging Tømmerneset

Figuren under er hentet fra den geologiske rapporten som ble skrevet før driving (Sivertsen, 1986).



Vedlegg F

Vedlegg F - Boltekart, første 215 bolter satt av Implenia

Boltekart som viser de første 215 boltene satt av Implenia under renovasjonen. Vedlegget er mottatt av prosjektingeniør Ø. Rem (2018) i Implenia. Boltene er satt i områder hvor det ble var påvist bomt berg.

Tittel: Sjekkliste - Boltekart							
Versjon: 2	Utarbeidet av: Jan Backer	Godkjent av prosedyreier: Petter Moe	Godkjent av prosessier: Odd Reberg	Dato: 01.01.2016	Prosjekt: 303300	Sikkerhet: Inntekt bruk	Side: 4 av 16

PROFIL NR.	VS	CL	HS
710			
700			
690			
680			
670			
660			
650			
640			

Tittel: Sjekkliste - Boltekart							
Versjon: 2	Utarbeidet av: Jan Becker	Godkjent av prosedyreeier: Petter Moe	Godkjent av prosesseier: Odd Roberg	Dato: 01.01.2016	Prosjekt: 303300	Sikkerhet: Intern bruk	Side: 5 av 16

PROFIL NR.	VS	CL	HS
630			
620			
610			
600			
590			
580			
570			

Vedlegg F

Tittel: Sjekkliste - Bollekart							
Versjon: 2	Utlarbeidet av: Jan Backer	Godkjent av prosedyreier: Petter Moe	Godkjent av prosesseier: Odd Roberg	Dato: 01.01.2016	Prosjekt: 303300	Sikkerhet: Intert bruk	Side: 6 av 16

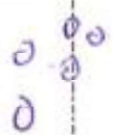



PROFIL NR.	VS	CL	HS
560	6		
550		0	
540		0	
530	0		
520			
510	0	0	0
500			0

Tittel: Sjekkliste - Boltekart							
Versjon: 2	Utarbeidet av: Jan Backer	Godkjent av prosedyreier: Petter Moe	Godkjent av prosesseier: Odd Roberg	Dato: 01.01.2016	Prosjekt: 303300	Sikkerhet: Inntatt bruk	Side: 7 av 16

PROFIL NR.	VS	CL	HS
490	0 0 0		0
480			
470	0		0
460	0		
450			
440			
430			0
420			

Vedlegg F

Tittel: Sjekkliste - Boltekart		 Implenia					
Versjon: 2	Utarbeidet av: Jan Becker	Godkjent av prosedyreleder: Petter Moe	Godkjent av prosessleder: Odd Roberg	Dato: 01.01.2016	Prosjekt: 303300	Sikkerhet: Internt bruk	Side: 8 av 16

PROFIL NR.	VS	CL	HS
410			
400			
390			
380			
370			
360			
350			

Tittel: Sjekkliste - Boltekart							
Versjon: 2	Ularbeidet av: Jan Backer	Godkjent av prosedyreeier: Petter Moe	Godkjent av prosesseier: Odd Røberg	Dato: 01.01.2016	Prosjekt: 303300	Sikkerhet: Intern bruk	Side: 9 av 16

PROFIL NR.	VS	CL	HS
340			0
370			0
320			0
310	0		0
300			0
290			
280			

Vedlegg F

Tittel: Sjekkliste - Bollekart							
Versjon: 2	Utarbeidet av: Jan Backer	Godkjent av prosedyreier: Petter Moe	Godkjent av prosesseier: Odd Reberg	Dato: 01.01.2016	Prosjekt: 303300	Sikkerhet: Intern bruk	Side: 10 av 16

PROFIL NR.	VS	CL	HS
270	○	○ ○	○ ○
260	○	○	
250		○	○
240		○	○
230	○		○ ○ ○ ○
220	○	○	
210		○ ○	○ ○ ○ ○ ○

Tittel: Sjekkliste - Boltekart							
Versjon: 2	Utarbeidet av: Jan Backer	Godkjent av prosedyreleder: Petter Moe	Godkjent av prosessleder: Odd Reberg	Dato: 01.01.2016	Prosjekt: 303300	Sikkerhet: Intern bruk	Side: 11 av 16

PROFIL NR.	VS	CL	HS
200			
190			
180			
170			
160			
150			
140			

Vedlegg F

Tittel: Sjekkliste - Boltekart							
Versjon: 2	Utarbeidet av: Jan Backer	Godkjent av prosedyreeier: Petter Moe	Godkjent av prosesseler: Odd Røberg	Dato: 01.01.2016	Prosjekt: 303300	Sikkerhet: Internt bruk	Side: 12 av 16

PROFIL NR.	VS	CL		HS
130				
120		○		
110			○	○
100			○	
090	○			○ ○
080				○ ○ ○
070			○ ○	○ ○ ○

Tittel: Sjekkliste - Boltekart							
Versjon: 2	Utlarbeidet av: Jan Backer	Godkjent av prosedyreleder: Petter Moe	Godkjent av prosesseleder: Odd Roberg	Dato: 01.01.2016	Prosjekt: 303300	Sikkerhet: Internt bruk	Side: 16 av 16

PROFIL NR.	VS	CL	HS
060			
050			
040			
030			
020			
010			
000			

27.06.2017

Jan Backer

Vedlegg G

Vedlegg G – Boltekart, totalt 679 bolter satt av Implenia

Boltekart som viser alle de 679 boltene satt av Implenia under renovasjonen. Vedlegget er mottatt av prosjektingeniør Ø. Rem (2018) i Implenia.

Tittel: Sjekkliste - Boltekart							
Versjon: 2	Utarbeidet av: Jan Backer	Godkjent av prosedyreleder: Petter Moe	Godkjent av prosessleder: Odd Reberg	Dato: 01.01.2016	Prosjekt: 303300	Sikkerhet: Intern bruk	Side: 16 av 16



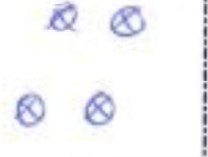


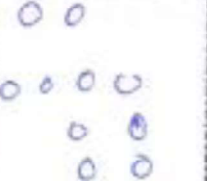









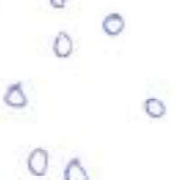
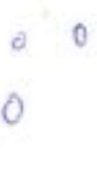









ALLE MARKERINGER ER 3M BOLTER

PROFIL NR.	VS	CL	HS
060			
050			
040			
030			
020			
010			
000			

29.11.2017
Odd G Nilsson

27.06.2017
Jan Backer

Tittel: Sjekkliste - Bollekart							
Versjon: 2	Utløst av: Jan Backer	Godkjent av prosedyreleder: Petter Moe	Godkjent av prosesseleder: Odd Røberg	Dato: 01.01.2016	Prosjekt: 303300	Sikkerhet: Intern bruk	Side: 12 av 16

PROFIL NR.	VS	CL		HS
130				
120				
110				
100				
090				
080				
070				

Vedlegg G

Tittel: Sjekkliste - Boltekarl							
Versjon: 2	Utarbeidet av: Jan Backer	Godkjent av prosedyreleder: Petter Moe	Godkjent av prosessleder: Odd Rønbeg	Dato: 01.01.2016	Prosjekt: 303300	Sikkerhet: Internt bruk	Side: 11 av 16

PROFIL NR.	VS	CL	HS
200			
190			
180			
170			
160			
150			
140			


Tittel: Sjekkliste - Bollekart							
Versjon: 2	Utarbeidet av: Jan Backer	Godkjent av prosedyrelec: Petter Moe	Godkjent av prosessør: Odd Reberg	Dato: 01.01.2016	Prosjekt: 303300	Sikkerhet: Intern bruk	Side: 10 av 16


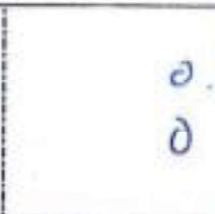
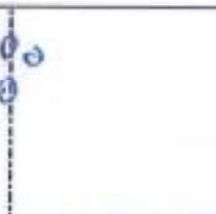

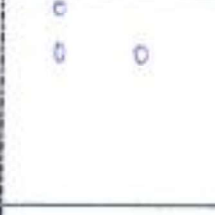
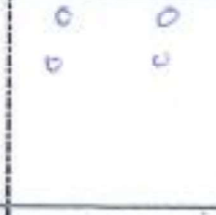
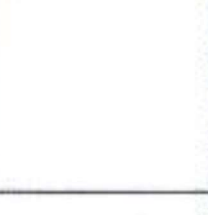
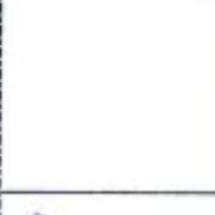
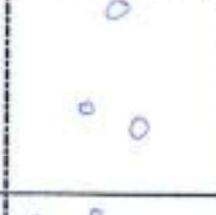
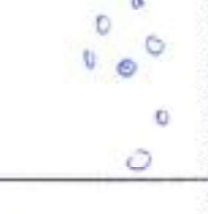
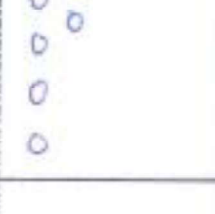
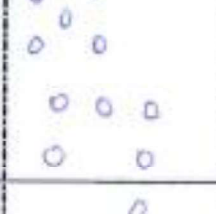
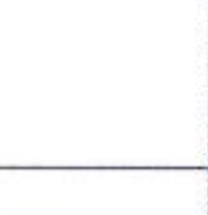
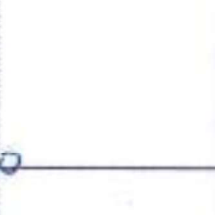

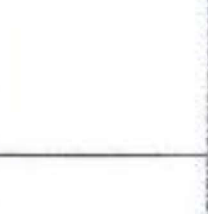
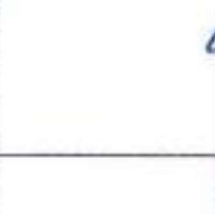
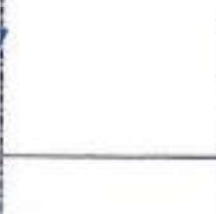
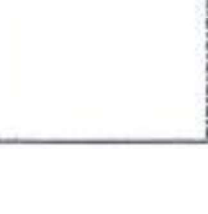


PROFIL NR.	VS	CL	HS
270			
260			
250			
240			
230			
220			
210			

Vedlegg G

Tittel: Sjekklister - Boltokart			 Implenia™				
Versjon: 2	Utarbeidet av: Jan Becker	Godkjent av prosedyresjef: Petter Maa	Godkjent av prosesseier: Odd Reberg	Dato: 01.01.2016	Prosjekt: 303300	Sikringsnivå: Internt bruk	Side: 9 av 16

PROFIL NR.	VS	CL		HS
340				0
330				0
320	0 0 0 0	0 0 0	0	0 0 0 0
310	0			
300	0 0	0	0 0	0
290	0 0		0 0	
280	0 0 0	0 0 0	0 0	0 0

Tittel: Sjekkliste - Bollekart							
Versjon: 2	Uarbøidet av: Jan Becker	Godkjent av prosedyreleder: Petter Moe	Godkjent av prosesseier: Odd Røberg	Dato: 01.01.2016	Prosjekt: 303300	Sikkerhet: Internt bruk	Side: 8 av 16

PROFIL NR.	VS	CL	HS
410			
400			
390			
380			
370			
360			
350			

Vedlegg G

Tittel: Sjekkliste - Bollekart							
Versjon: 2	Utarbeidet av: Jan Bachor	Godkjent av prosedyreleder: Petter Mos	Godkjent av prosessleder: Odd Røeberg	Dato: 01.01.2018	Prosjekt: 303300	Sikkerhet: Inntekt bruk	Side: 7 av 18

PROFIL NR.	VS	CL	HS
490	0 0 0	0	0 0
480	0 0	0	
470	0		0 0 0 0 0
460	0		0 0 0 0 0
450	0 0	0	0 0 0 0 0 0
440			
430			0 0 0
420			

Tittel: Sjekkliste - Boltekart		 Implenia™					
Versjon: 2	Uarbekket av: Jan Bæcker	Godkjent av prosedyreleder: Petter Moe	Godkjent av prosesseleder: Odd Røberg	Dato: 01.01.2016	Prosjekt: 303300	Sikkerhet: Intern bruk	Side: 6 av 16

PROFIL NR.	VS	CL	HS
560	6		
550		0	
540		0	
530	0 0 0 0 0	0 0 0 0 0	0 0 0 0 0
520	0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
510	0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
500	0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	0 0 0 0 0 0 0 0 0 0

Vedlegg G

Tittel: Sjekkliste - Bollekart							
Versjon: 2	Utarbeidet av: Jan Backer	Godkjent av prosedyreleder: Petter Moe	Godkjent av prosesseleder: Odd Reberg	Dato: 01.01.2016	Prosjekt: 303300	Sikkerhet: Intern bruk	Side: 5 av 16

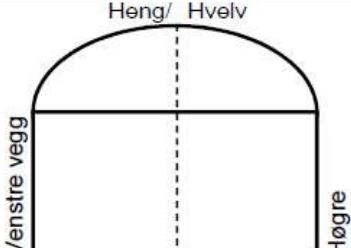

PROFIL NR.	VS	CL	HS
630			
620			
610			
600			
590			
580			
570			

Tittel: Sjekkliste - Boltekart							
Versjon: 2	Utarbeidet av: Jan Backer	Godkjent av prosedyreleder: Petter Moe	Godkjent av prosessleder: Odd Røberg	Dato: 01.01.2016	Prosjekt: 303300	Sikkerhet: Intern bruk	Side: 4 av 16

PROFIL NR.	VS	CL	HS
710			
700			
690			
680			
670			
660			
650			
640			

Vedlegg H - Plassert PE-skum, Implenia

Kart over plassert PE-skum satt av Implenia under renovasjonen. Vedlegget er mottatt av prosjektingeniør Ø. Rem (2018) i Implenia.

PE-skum				Tømmernestunnelen				
								
			fra (m)	til (m)			fra (m)	til (m)
			0	5			100	105
			5	10			105	110
			10	15			110	115
			15	20			115	120
			20	25			120	125
			25	30			125	130
			30	35			130	135
			35	40			135	140
			40	45			140	145
			45	50			145	150
			50	55			150	155
			55	60			155	160
			60	65			160	165
			65	70			165	170
			70	75			170	175
			75	80			175	180
			80	85			180	185
			85	90			185	190
			90	95			190	195
			95	100			195	200

PE-skum				Tømmernestunnelen					
				fra (m)	til (m)			fra (m)	til (m)
				200	205			300	305
				205	210			305	310
				210	215			310	315
				215	220			315	320
				220	225			320	325
				225	230			325	330
				230	235			330	335
				235	240			335	340
				240	245			340	345
				245	250			345	350
				250	255			350	355
				255	260			355	360
				260	265			360	365
				265	270			365	370
				270	275			370	375
				275	280			375	380
				280	285			380	385
				285	290			385	390
				290	295			390	395
				295	300			395	400

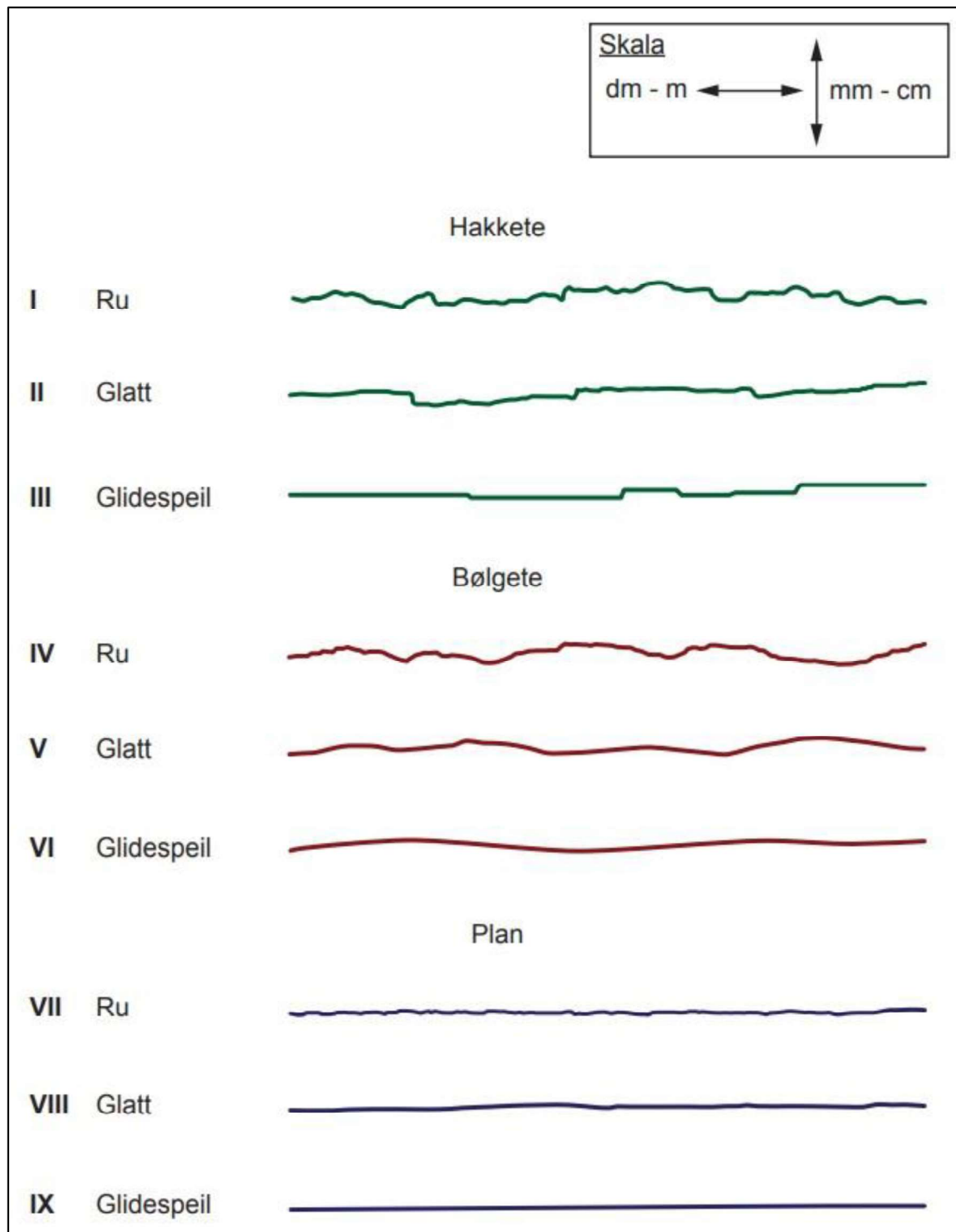
Vedlegg H

PE-skum					Tømmernestunnelen					
			fra (m)	til (m)					fra (m)	til (m)
			400	405					500	505
			405	410					505	510
			410	415					510	515
			415	420					515	520
			420	425					520	525
			425	430					525	530
			430	435					530	535
			435	440					535	540
			440	445					540	545
			445	450					545	550
			450	455					550	555
			455	460					555	560
			460	465					560	565
			465	470					565	570
			470	475					570	575
			475	480					575	580
			480	485					580	585
			485	490					585	590
			490	495					590	595
			495	500					595	600

PE-skum					Tømmernestunnelen					
Venstre vegg	Heng/ Hvelv	Høgre	fra (m)	til (m)					fra (m)	til (m)
			600	605					700	705
			605	610					705	710
			610	615					710	715
			615	620					715	720
			620	625					720	725
			625	630					725	730
			630	635					730	735
			635	640					735	740
			640	645					740	745
			645	650					745	750
			650	655					750	755
			655	660					755	760
			660	665					760	765
			665	670					765	770
			670	675					770	775
			675	680					775	780
			680	685					780	785
			685	690					785	790
			690	695					790	795
			695	700					795	800

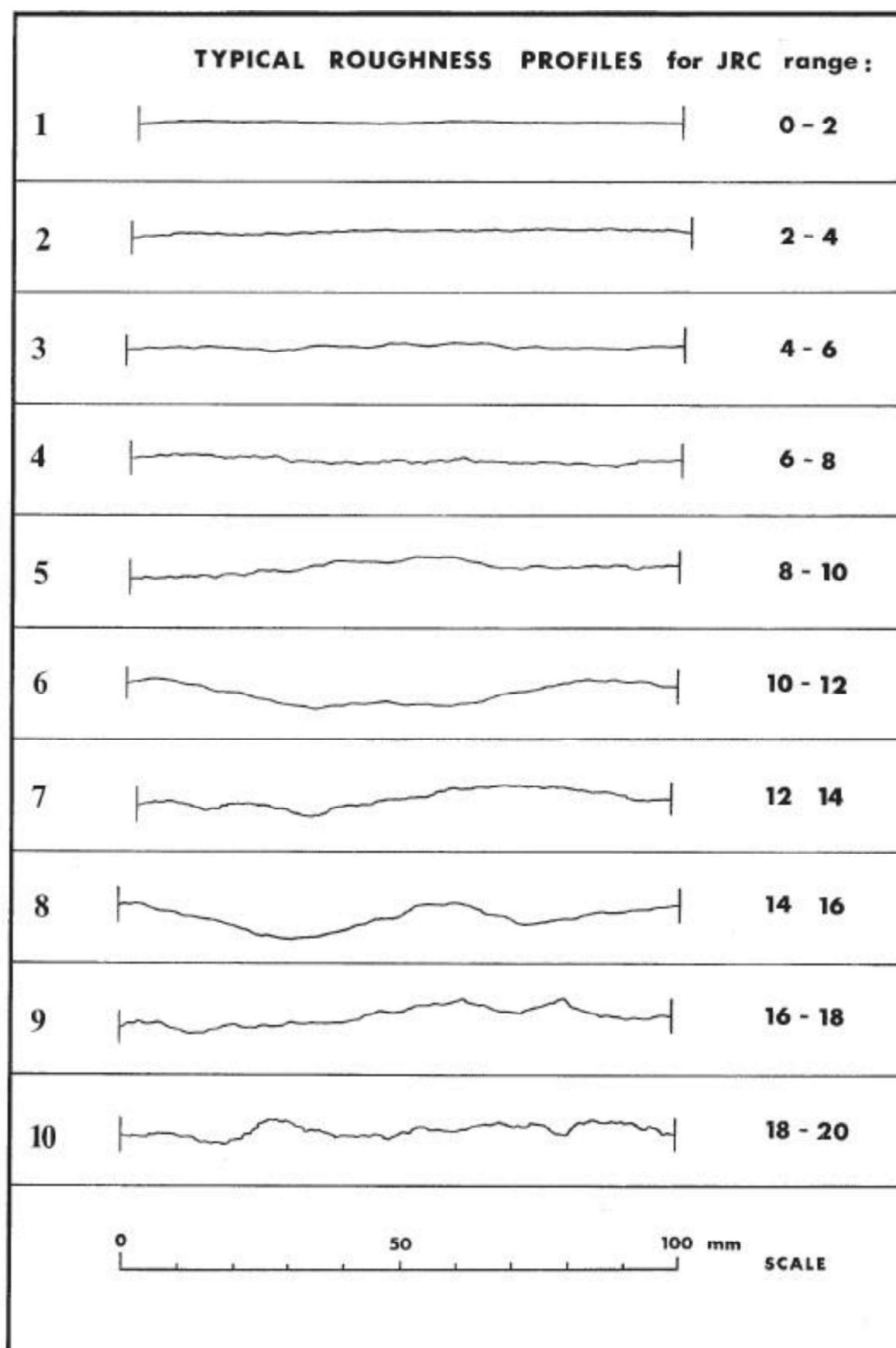
Vedlegg I – Ruhet for Q-systemet

Definisjoner av ruhet på småskala og mellomskala. Figuren er hentet fra NGI (2015). Opprinnelig kilde er ISRM (1978b).



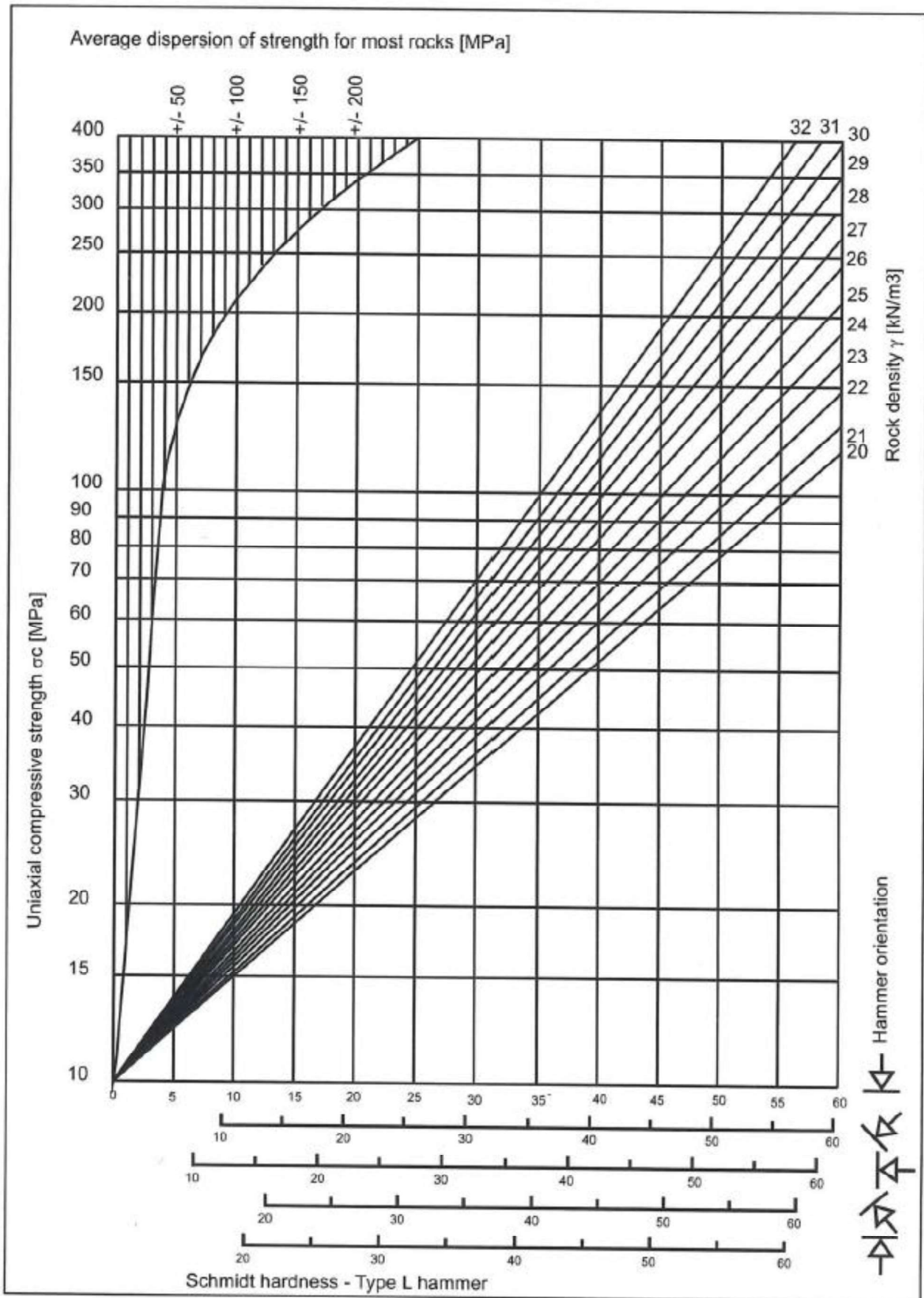
Vedlegg J – Ruhetsprofiler for bestemmelse av JRC

Figuren viser hvordan man kan anslå JRC ved å sammenligne målte ruhetsprofiler med eksempler (Barton, 2013).









Vedlegg K – Diagram for bestemmelse av JCS

Diagrammet er hentet fra Grøneng og Nilsen (2009).



Vedlegg L - Diagram for bestemmelse av GSI

Bestemmelse av GSI fra diskontinuiteters overflatekvalitet og oppsprekkingsgrad (Marinos, Marinos og Hoek, 2005).

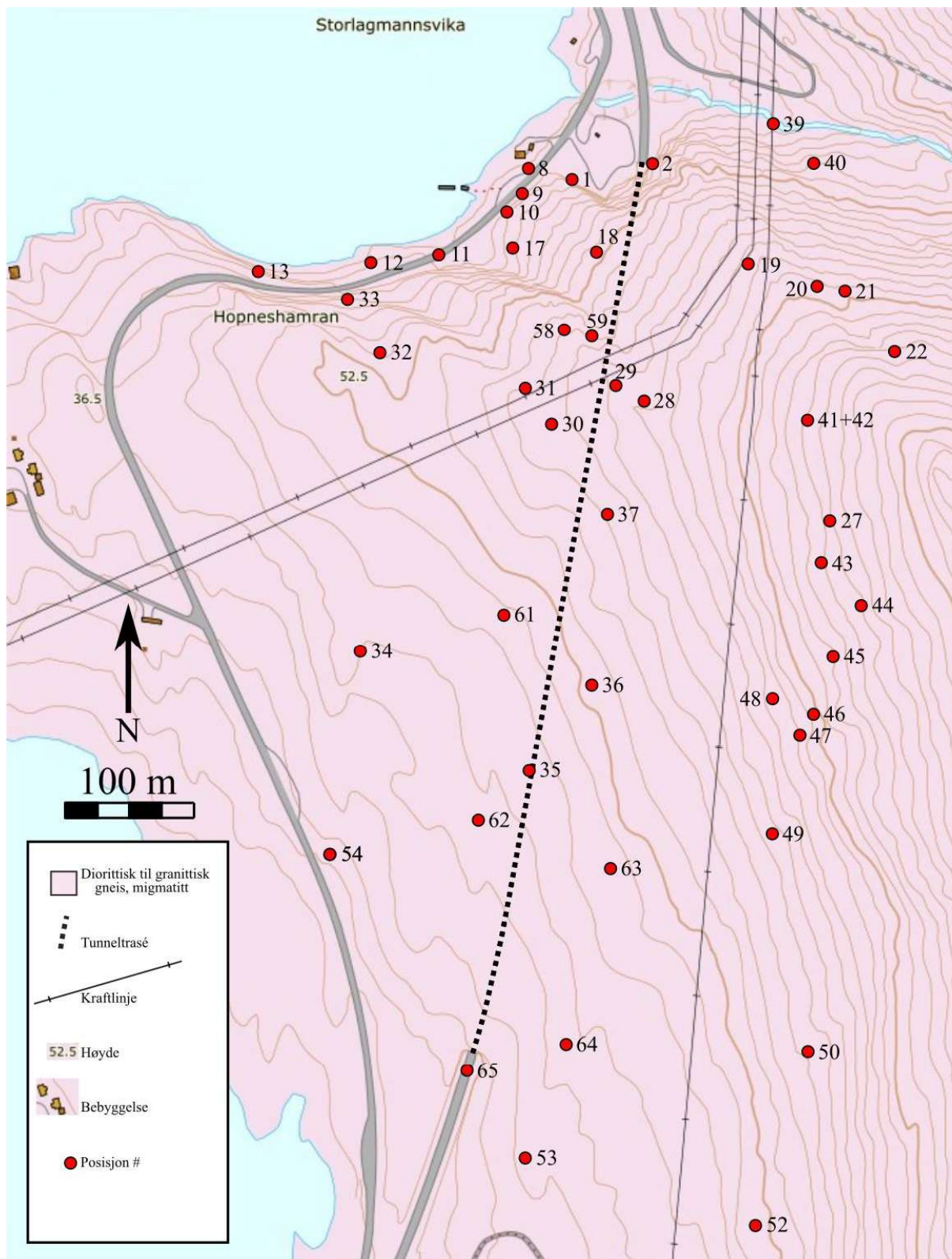
GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000) From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80		N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets		70			
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60			
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity		50			
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces		40			
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes		30			
			20			
		N/A				10
		N/A				

Vedlegg M - GPS-koordinater og posisjoner

	Posisjoner	UTM fra GPS		[m]
Waypoint#	Sone	Ø	N	Registrert usikkerhet
1	33	537320	7534480	20
2	33	537370	7534450	20
8	33	537268	7534506	15
9	33	537256	7534477	20
10	33	537239	7534467	11
11	33	537176	7534421	9
12	33	537143	7534415	10
13	33	537037	7534406	7
14	33	537024	7534414	
15	33	536973	7534398	9
16	33	537767	7533905	8
17	33	537255	7534426	25
18	33	537312	7534431	10
19	33	537440	7534415	7
20	33	537489	7534396	12
21	33	537512	7534398	7
22	33	537550	7534362	5
23	33	537688	7534142	7
24	33	537681	7534133	
25	33	537716	7534044	4
26	33	537686	7534069	4
27	33	537498	7534217	5
28	33	537354	7534313	4
29	33	537332	7534332	7
30	33	537277	7534290	13
31	33	537264	7534316	10
32	33	537140	7534352	9
33	33	537118	7534390	10
34	33	537121	7534110	8
35	33	537259	7534017	6
36	33	537308	7534076	
37	33	537322	7534231	5
38	33	537419	7534565	6
39	33	537453	7534527	9
40	33	537479	7534495	8
41	33	537468	7534296	
42	33	537468	7534296	6
43	33	537488	7534177	13
44	33	537515	7534148	5
45	33	537498	7534108	6
46	33	537475	7534061	7

Vedlegg M

	Posisjoner	UTM fra GPS		[m]
Waypoint#	Sone	Ø	N	Registrert usikkerhet
47	33	537462	7534036	5
48	33	537449	7534074	7
49	33	537447	7533966	5
50	33	537472	7533802	5
51	33	537494	7533565	5
52	33	537438	7533655	6
53	33	537254	7533705	6
54	33	537096	7533955	7
58	33	537280	7534370	20
59	33	537310	7534360	20
61	33	537240	7534140	20
62	33	537230	7533980	20
63	33	537330	7533940	20
64	33	537280	7533810	20
65	33	537210	7533770	20



Oversiktskart som viser posisjonene fra tabellen over. Bakgrunnskartet er hentet fra NGU (2018).

Vedlegg N - Sprekkemålinger i dagen

ID	DIP	DIPDIR	QUANTITY	SET	POSITION
1	30	270	1	1	8
2	30	255	1	1	8
3	36	254	1	1	8
4	26	255	1	1	8
5	30	259	1	1	8
6	34	270	1	1	8
7	89	015	3,5	2	8
8	90	025	3,5	2	8
9	85	020	3,5	2	8
10	3	296	1		9
11	85	021	3,5	2	9
12	75	201	3,5	2	9
13	30	245	1	1	10
14	34	256	1	1	10
15	35	256	1	1	10
16	87	190	3,5	2	10
17	85	201	3,5	2	10
18	26	273	1	1	11
19	29	270	1	1	11
20	32	281	1	1	12
21	32	261	1	1	12
22	25	259	1	1	12
23	35	265	1	1	12
24	35	268	1	1	12
25	16	280	1	1	13
26	32	014	1		13
27	30	250	1	1	14
28	28	255	1	1	15
29	34	265	1	1	16
30	40	265	1	1	16
31	33	280	1	1	17
32	24	265	1	1	18
33	30	280	1	1	18
34	34	275	1	1	18
35	25	270	1	1	18
36	82	214	3,5	2	19
37	84	204	3,5	2	19
38	32	260	1	1	19
39	35	260	1	1	19
40	33	250	1	1	19
41	25	245	1	1	19
42	30	255	1	1	19

ID	DIP	DIPDIR	QUANTITY	SET	POSITION
43	87	025	3,5	2	19
44	82	020	3,5	2	19
45	88	021	3,5	2	19
46	82	201	3,5	2	20
47	26	265	1	1	20
48	30	255	1	1	20
49	25	270	1	1	20
50	26	271	1	1	20
51	22	272	1	1	20
52	84	207	3,5	2	20
53	75	210	3,5	2	20
54	84	206	3,5	2	20
55	84	204	3,5	2	20
56	37	280	1	1	22
57	35	281	1	1	22
58	36	281	1	1	22
59	90	031	3,5	2	22
60	86	216	3,5	2	22
61	90	033	3,5	2	22
62	89	205	3,5	2	22
63	90	034	3,5	2	22
64	34	260	1	1	24
65	42	258	1	1	24
66	38	265	1	1	24
67	31	260	1	1	24
68	43	268	1	1	25
69	47	261	1	1	25
70	43	259	1	1	25
71	36	274	1	1	25
72	47	256	1	1	25
73	33	259	1	1	28
74	35	257	1	1	28
75	35	246	1	1	28
76	32	265	1	1	28
77	36	262	1	1	28
78	85	167	4,5	3	29
79	77	171	4,5	3	29
80	85	178	4,5	3	29
81	87	166	4,5	3	29
82	85	342	4,5	3	29
83	79	342	4,5	3	29
84	25	262	1	1	29
85	30	252	1	1	29
86	26	247	1	1	29

Vedlegg N

ID	DIP	DIPDIR	QUANTITY	SET	POSITION
87	89	166	4,5	3	29
88	89	168	4,5	3	29
89	90	350	4,5	3	29
90	79	175	4,5	3	31
91	69	158	4,5	3	31
92	81	165	4,5	3	31
93	79	158	4,5	3	31
94	29	258	1	1	32
95	33	264	1	1	32
96	27	262	1	1	32
97	28	264	1	1	32
98	32	262	1	1	32
99	31	264	1	1	33
100	38	264	1	1	33
101	31	256	1	1	33
102	36	257	1	1	36
103	43	246	1	1	36
104	41	251	1	1	36
105	35	261	1	1	36
106	32	262	1	1	40
107	28	252	1	1	40
108	36	261	1	1	53
109	40	263	1	1	53
110	40	263	1	1	53
111	22	258	1	1	54
112	27	260	1	1	54
113	83	015	3,5	2	8
114	79	026	3,5	2	8
115	82	021	3,5	2	8
116	83	022	3,5	2	8
117	78	031	3,5	2	8
118	69	023	3,5	2	8
119	81	017	3,5	2	9
120	83	018	3,5	2	9
121	99	019	3,5	2	9
122	96	203	3,5	2	9
123	84	194	3,5	2	9
124	85	020	3,5	2	9
125	43	254	1	1	1
126	42	256	1	1	1
127	87	032	3,5	2	1
128	85	015	3,5	2	1
129	83	017	3,5	2	1
130	18	078	1		1

ID	DIP	DIPDIR	QUANTITY	SET	POSITION
131	15	062	1		1
132	201	086	1		1
133	309	014	1		1
134	315	010	1		1
135	272	030	3,5	2	1
136	262	008	3,5	2	1
137	323	012	1		1
138	42	265	1	1	1
139	38	267	1	1	1
140	38	264	1	1	1
141	48	256	1	1	1
142	86	012	3,5	2	1
143	54	302	1		1
144	46	322	1		1
145	64	321	1		1
146	45	257	1	1	1
147	40	258	1	1	1
148	37	265	1	1	1
149	38	259	1	1	1
150	88	204	3,5	2	1
151	88	203	3,5	2	1
152	74	331	4,5	3	1
153	76	010	3,5	2	1
154	85	162	4,5	3	1
155	79	341	4,5	3	1
156	80	348	4,5	3	1
157	55	282	1	1	1
158	46	270	1	1	1
159	45	279	1	1	1
160	34	293	1	1	1
161	81	204	3,5	2	1
162	87	231	1		1
163	88	202	3,5	2	1
164	90	025	3,5	2	1
165	35	258	1	1	1
166	46	260	1	1	1
167	41	257	1	1	1
168	34	260	1	1	1
169	87	179	4,5	3	1
170	82	148	4,5	3	1
171	85	342	4,5	3	1
172	90	166	4,5	3	1
173	72	341	4,5	3	1
174	70	350	4,5	3	1

Vedlegg N

ID	DIP	DIPDIR	QUANTITY	SET	POSITION
175	80	349	4,5	3	1
176	77	343	4,5	3	1
177	85	033	3,5	2	1
178	77	018	3,5	2	1
179	86	028	3,5	2	1
180	89	191	3,5	2	58
181	70	015	3,5	2	58
182	84	084	1		58
183	87	019	3,5	2	59
184	83	009	3,5	2	59
185	80	010	3,5	2	59
186	88	036	3,5	2	64
187	83	041	3,5	2	64
188	81	038	3,5	2	64
189	78	034	3,5	2	64
190	32	266	1	1	65
191	31	274	1	1	65
192	30	267	1	1	65
193	32	269	1	1	65
194	29	262	1	1	65
195	47	256	1	1	1
196	38	276	1	1	1
197	35	267	1	1	1
198	40	260	1	1	1
199	43	261	1	1	1
200	35	250	1	1	1
201	38	248	1	1	1
202	34	249	1	1	1
203	88	135	1		1
204	89	128	1		1
205	83	138	1		1
206	81	327	4,5	3	1
207	90	332	4,5	3	1
208	86	194	3,5	2	1
209	90	206	3,5	2	1
210	86	206	3,5	2	1
211	67	200	3,5	2	1
212	42	263	1	1	1
213	41	257	1	1	1
214	74	340	4,5	3	1
215	71	344	4,5	3	1
216	73	338	4,5	3	1
217	78	342	4,5	3	1
218	31	288	1	1	2

ID	DIP	DIPDIR	QUANTITY	SET	POSITION
219	32	268	1	1	2
220	31	303	1	1	2
221	32	269	1	1	2
222	32	277	1	1	2
223	87	22	3,5	2	2
224	86	24	3,5	2	2
225	89	006	3,5	2	2
226	88	018	3,5	2	2
227	88	031	3,5	2	2
228	89	351	4,5	3	2
229	89	187	3,5	2	2
230	88	151	4,5	3	2
231	83	020	3,5	2	2
232	90	196	3,5	2	2

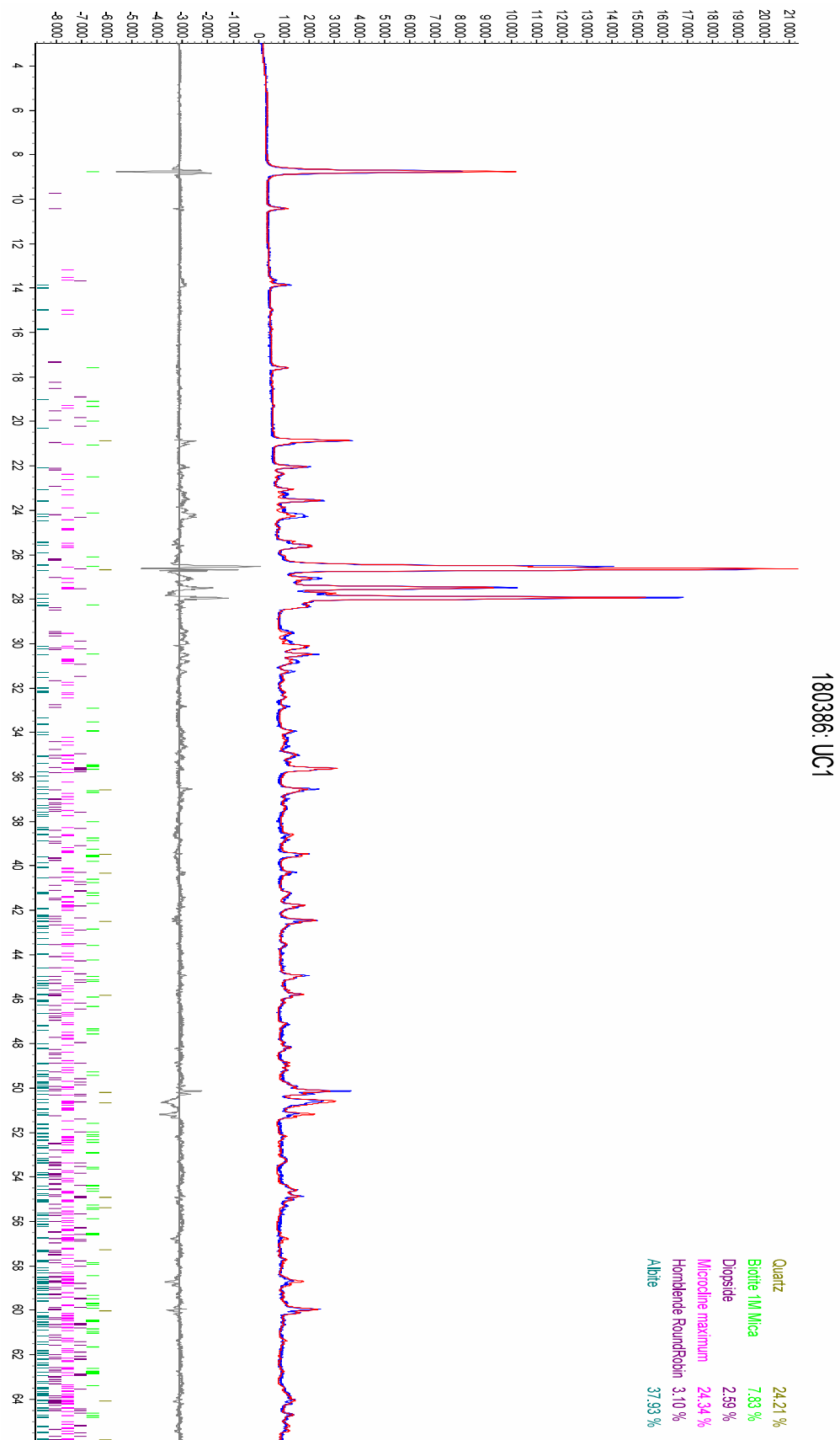
Vedlegg O – Sprekkekartlegging i Tømmernestunnelen

ID	DIP	DIPDIR	PROFIL
233	82	208	190
234	86	204	190
235	69	201	190
236	45	273	190
237	81	356	280
238	26	268	330
239	26	249	330
240	39	262	380
241	57	256	380
242	76	143	440
243	77	139	440
244	45	252	440
245	75	139	440
246	87	346	500
247	77	261	510
248	78	157	510
249	81	003	510
250	83	160	530
251	79	158	530
252	32	251	530
253	89	349	530
254	86	165	570
255	86	183	580
256	77	339	580
257	26	269	600
258	35	251	600
259	86	030	600
260	24	255	600
261	32	259	600
262	84	214	600
263	79	225	600
264	86	220	600
265	71	348	620
266	78	349	620
267	64	052	620
268	16	319	620
269	86	163	620
270	71	224	615
271	76	207	615
272	67	225	615
273	25	315	615
274	80	009	660

ID	DIP	DIPDIR	PROFIL
275	62	004	700
276	65	006	700
277	76	346	700
278	40	253	700
279	81	005	700
280	55	338	700
281	62	012	700
282	53	348	700

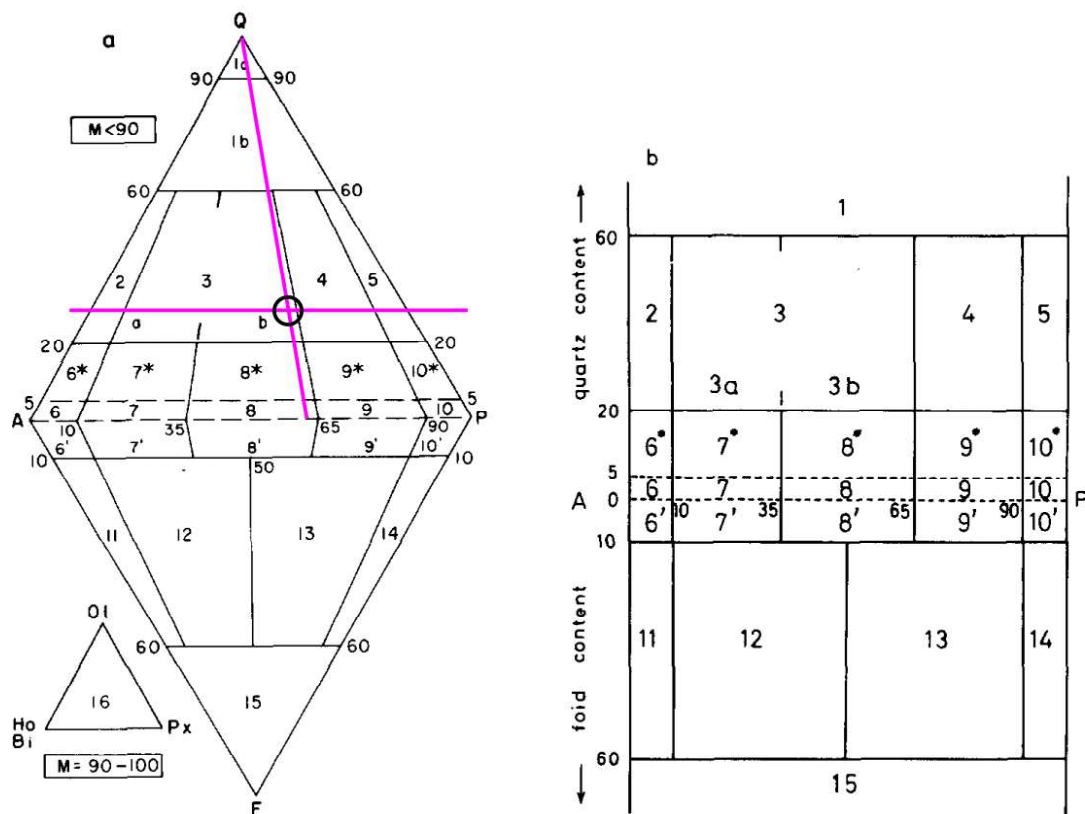
Vedlegg P – Mineralsammensetning fra XRD-analyser

XRD-analyse av bergartsprøve UC1 fra denne oppgaven, testing og tolkning utført av Tjihuis (2018).



Vedlegg Q - Kildebergart fra mineralsammensetning

XRD-analyse av bergartsprøve UC1 fra denne oppgaven er utført av Tjihuis (2018). Resultatene ble vurdert etter anbefaling av Tjihuis, og analysen viste 24% kvarts, 38% plagioklas, og 24% alkalifeltspat. Disse er normalisert og plottet i diagrammet fra Streckeisen (1976), se under. Skjæringspunktet havner i felt 3b, nær felt 4. Felt 3b er monzogranitt, felt 4 er granodioritt. Hele felt 3 kalles også granitt. Kildebergarten er dermed monzogranitt, og at bergarten er en granittisk gneis (Streckeisen, 1976).



Figur – Trekantdiagram hentet fra Streckeisen (1976), for bestemmelse av kildebergart til den granittiske gneisen fra relativt innhold av kvarts (Q), alkalifeltspat (A) og plagioklas (P). Påtegnede lilla streker og svart sirkel viser plasseringen av bergartsprøven UC1.

Vedlegg R - Resultater fra tilt-testing

Målinger av basis friksjonsvinkel med 3-kjerner-metoden. Kolonner for prøve og posisjon viser til hvilken av de 3 kjerneprøvene som lå hvor. Målingene viser gjennomsnitt på 36,3°

Test #	Prøve og posisjon					Målt vinkel
	Topp	Bunn	Bunn	Kvadrant		
		Venstre	Høyre			
F1	1	2	3	A	36,6°	
F2	1	2	3	A	29,6°	
F3	1	2	3	A	33,7°	
F4	1	2	3	B	39,3°	
F5	1	2	3	B	37,4°	
F6	1	2	3	B	32,7°	
F7	1	2	3	C	37,3°	
F8	1	2	3	C	33,7°	
F9	1	2	3	C	35,8°	
F10	1	2	3	D	36,5°	
F11	1	2	3	D	35,5°	
F12	1	2	3	D	37,2°	
F13	2	3	1	A	38,3°	
F14	2	3	1	A	37,7°	
F15	2	3	1	A	35,9°	
F16	2	3	1	B	39,1°	
F17	2	3	1	B	37,5°	
F18	2	3	1	B	38,5°	
F19	2	3	1	C	38,3°	
F20	2	3	1	C	36,4°	
F21	2	3	1	C	35,0°	
F22	2	3	1	D	35,2°	
F23	2	3	1	D	34,7°	
F24	2	3	1	D	34,3°	
F25	3	1	2	A	39,7°	
F26	3	1	2	A	36,5°	
F27	3	1	2	A	34,5°	
F28	3	1	2	B	37,2°	
F29	3	1	2	B	35,7°	
F30	3	1	2	B	39,1°	
F31	3	1	2	C	37,1°	
F32	3	1	2	C	34,9°	
F33	3	1	2	C	34,0°	
F34	3	1	2	D	36,8°	
F35	3	1	2	D	36,7°	
F36	3	1	2	D	39,9°	
Gjennomsnitt (ϕ_{3C})						36,3°

Vedlegg S - Datablad for nye bolter satt av Implenla

Mottatt fra prosjektingeniør Ø. Rem (2018) i Implenla. Informasjonen om boltene er også tilgjengelig fra produsentens nettside (Pretec, 2018).



Produktdatablad/Product Data Sheet

NC-Bolt M20 Kombinasjonsbolt/Sikringsbolt

Kombinasjonsbolt utviklet for arbeids og permanent sikring



NC-Bolt M20 Kombinasjonsbolt for bergsikring. Boltene brukes med ekspansjonshylse for omgående arbeidssikring. Deretter gyses boltene for permanent sikring. Boltene er typegodkjent av Statens Vegvesen til bruk som sikringsbolt/kombinasjonsbolt i veitunneler. Boltene er også godkjent av Jernbaneverket til bruk som sikringsbolt/kombinasjonsbolt i jernbanetunneler

Lagerprogram:
M20x2400
M20x3000
M20x4000
M20x5000
Øvrige lengder produseres mot ordre

Teknisk informasjon:
Material: HRB500E iht. – GB 1499.2-2007 eller tilsvarende
Kamstålbolt Ø20.
Gjengelengde: 2xM20x150mm (gjengene er kaldvalset)
Vekt: 2,47 kg/m

Spesifikasjoner:
Ref. tegn. PTC-173 serien
Mekaniske egenskaper:

Dimensjon:	Spenningsareal A _s Gjenge – Stamme	Flyt Reh	Brudd R _m	Duktilitet A _{gt}
M20x2,5	245 - 314 N/mm ²	Min. 500 N/mm ²	Min. 600 N/mm ²	Min. 8 %

Minimum last kapasitet:
Endeforankret: Flyt: 123kN Brudd: 147kN
Fullt innstøpt: Flyt: 157kN Brudd: 186kN
Typiske testverdier viser at vi oppnår ca 200kN på både skjær og strekk ved brudd last. Test utført ved SINTEF.
Anbefalt moment: 150-250Nm. Tester viser at angitt moment område normalt gir en forspenning i område 40-60kN, med mulighet for avvikende enkelt verdier på grunn av varierende friksjonsforhold.

Korrosjonsbeskyttelse / Pc-Coat:
Varmforsinking blir utført etter NS-EN-ISO 1461 og epoxy pulverlakk blir utført etter NS-EN 13438.
Vedrørende belegg tykkelse og ytterligere informasjon så henvises det til Document Q/PTC-T19A – Specification for Pc-Coat – SVV/JBV. Det vises også til produkt datablad for Pc-Coat og tilhørende FDV dokumentasjon.

Gysing: Typisk vann/semment blandingsforhold er 0,3-0,4. For mer informasjon om gysing, se egen brosjyre «Grout recommendations» på www.pretec.no.

Anbefalt boring:
Borehull: Ø45-Ø48
Boreddybde: Boltelengde + 150mm

Tilbehør:
Sfærisk skive med hull for evakuering av luft og ekspansjonshylse BL-M20x45/45-48 elf. Sfærisk skive og ekspansjonshylse monteres på bolt før bruk.

Vann og frost-/fjellsikring – Revidert 03.02.2018 Dokumentet presenteres uten ansvar for eventuelle feil.
Pretec AS – www.pretec.no – Telefon: +47 69 10 24 60 Innhold kan endres uten forutgående beskjed.