

Vurdering av stabilitet- og
borbarhetsforhold med TBM-drift under
varierende geologiske forhold i Oslo
sentrum

Ingvild Skøyen

Tekniske geofag

Innlevert: juni 2018

Hovedveileder: Krishna Kanta Panthi, IGP

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for geovitenskap og petroleum



Your ref.: MS/N28T41/IGB/ISKKP

Date: 12.01.2018

TGB4930 INGGEOL/BERGMEK - MSc thesis
for
Eng. geo. student Ingvild Skøyen

ASSESSMENT ON THE STABILITY AND DRILABILITY CONDITION OF TBM
EXCAVATION IN A CHANGING GEOLOGICAL CONDITION AT OSLO CENTRUM

Background

NGI is continuing a research on GBV-project to assess potential use of TBM excavation for the expansion of transport infrastructure (T-bane and Railway) in Oslo centrum, where the engineering geological condition is challenging. In this connection, NGI was involved in the drilling and logging of the drilled rock formation in the Oslo centrum, which could be of basis to assess the potential background information for the planning of future TBM excavation possibility. In this respect, the candidate has carried out her project work to collect all necessary background information for her master thesis.

MSc thesis task

This MSc thesis is a continuation of the Project work and the candidate will further study the theory related to mechanical, engineering geological and drillability properties of the rocks from Oslo Centrum and further carries out stability and TBM excavation performance assessment with following MSc thesis task:

- Theoretical review on the rock engineering principles associated with rock mechanical properties, swelling, slaking and drillability expects of rocks and rock masses.
- Review couple of cases of TBM tunnels in urban environment.
- Carry out laboratory testing of the rock samples covering mineralogy, rock mechanical properties, swelling and slaking and drillability properties.
- Study on the TBM excavation performance.
- Carry out stability assessment of the TBM tunnel and suggest the appropriate TBM tunnelling method to be used at Oslo Centrum.
- Discuss the findings and conclude the work.

Relevant computer software packages

Candidate shall use *roc-science package* and other relevant computer software for the master study.

Background information for the study

- Relevant information such as reports, maps, information and data received from NGI and other sources.
- The information provided by the professor about rock engineering.
- Scientific papers, reports and books related to mechanical properties of the rocks and rock masses
- Scientific papers, reports and books related to swelling and slaking properties of the rocks.
- Literatures in rock engineering, rock support principles, rock mechanics and tunnelling

Cooperating partner

NGI is the co-operating partner. MSc Kristian Dahl from NGI will be the contact persons and co-supervisor for this work.

The project work is to start on January 12, 2018 and to be completed by June 11, 2018.

The Norwegian University of Science and Technology (NTNU)
Department of Geology and Mineral Resources Engineering

January 12, 2018



Dr. Krishna K. Panthi
Associate Professor of geological engineering, main supervisor

Sammendrag

Kapasiteten til T-bane og jernbane i Oslo sentrum er nådd. For å utvide kollektivtilbudet og møte befolkningsveksten som er ventet fram mot 2060, er en konseptvalgutredning for Oslo-navet satt sammen. Rapportene fra konseptvalgutredningen har kommet fra til at D&B er best egnede metode i Oslo sentrum, og blant forslagene til nye tunneler er regiontogtunnel fra Oslo S til Nationaltheatret. Denne tunnelen omhandles i denne masteroppgaven og vurderes med hensyn på TBM som drivemetode.

Grunnforholdene i Oslo sentrum er utfordrende; grunnvannet ligger like under overflaten, dyprenner er fylt av kvikkleire og bløte marine leirer, bergartene veksler hyppig og er preget av forkastninger og folding, og tilstedeværelse av alunskifer skaper problemer med svelling og sur avrenning som bryter ned betong. Samtidig er overflaten tett bebygd.

Det er gjennomført test for enaksiell trykkfasthet, punktlasttest og lyd hastighetstest på alunskifer for å beregne inngangsparametere til stabilitetsanalyse i RS². XRD- og XRF-analyser er gjennomført for å gi en bergartsklassifisering av alunskifer. «Slake durability test» og svelletester er utført for å vurdere svelletrykk og forvitningspotensialet til alunskifer og hvilken påvirkning dette vil ha på TBM-drift. Til slutt er det utført borbarhetstest av alunskifer for å vurdere bergarten opp mot boring med TBM. Borbarhetstesten viste at alunskifer har høy CLI og DRI. Vurdering av disse parameterne i NTNUs prognosemodell for TBM-drift viser at boring i alunskifer vil gi lave kutterkostander i motsetning til syenitt.

Stabilitetsanalyser i RS² er utført på fire tverrsnitt for ny regiontogtunnel fra Oslo S til Nationaltheatret. Ingen av tverrsnittene er stabile uten bergsikring. For å vurdere sammenhengen mellom deformasjon og svelletrykk, er det kjørt analyser med svelletrykk mellom 0 og 1 MPa. I verst tenkelig scenario vil et svelletrykk på 1 MPa forårsake en kollaps av tunnelen.

Det er kommet frem til at Multi-Mode Hydroshield TBM er best egnet i Oslo sentrum. TBMen kan bore i berg og i løsmasser.

Abstract

The capacity of the tube and railway in Oslo has been reached, and Oslo's population is expected to continue its growth. To meet the estimated population growth for 2060, a concept study for Oslo has been created to improve the public transport system. The report from the concept study has concluded that D&B is the best excavation method in Oslo. Among the suggestions for new railway tunnels is a tunnel for regional trains from Oslo Central Station to the Nationaltheatret Station. This master thesis takes this tunnel into consideration in the discussion of TBM as an excavation method in Oslo.

The ground conditions in Oslo are challenging; the groundwater is shallow and right beneath the surface, deep trenches are filled with quick clay and wet marine clays, the rock layering alternates and is both folded and faulted, and the presence of alum shale creates problems with swelling and acid drainage that weathers concrete. The surface is densely populated.

Tests of Uniaxial Compressive Strength test, Point Load test and Sonic Velocity test have been carried out to generate input to stability assessments in RS². XRD- and XRF analysis has been carried out to give a classification of the alum shale. Slake Durability test and swelling tests has been carried out to evaluate the swelling pressure and the slaking potential of alum shale and how this will affect TBM excavation. Finally, drillability test has been carried out to consider how the DRI and CLI of alum shale will affect TBM excavation. The drillability test showed that alum shale has a high CLI and DRI. Evaluation of these parameters in the NTNU's prognosis model for TBM excavation showed that boring in alum shale gives low cutter costs compared to syenite.

The stability analysis in RS² is carried out on four cross sections of the new tunnel for regional train from Oslo Central Station to the Nationaltheatret Station. Neither of the cross sections are stable without rock support. To compare the relationship between displacement and swelling pressure several analyses has been carried out to analyze different swelling pressures in the interval of 0-1 MPa. The worst-case scenario gives a tunnel collapse.

Multi-Mode Hydroshield TBM is best suited for TBM excavation in Oslo. The TBM can excavate in rock and soil.

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet ved institutt for geovitenskap og petroleum ved Norges teknisk- naturvitenskapelig universitet (NTNU) våren 2018. Som del av Forskning og Utviklings- (FoU) programmet til Norges Geotekniske Institutt (NGI), er masteroppgavens formål å bygge kompetanse for fremtidige infrastrukturprosjekter med tunnelboremaskin (TBM) i Oslo-området. Masteroppgaven er en videreførelse av en prosjektoppgave skrevet av undertegnede høsten 2017 om samme tema.

Veileder ved NTNU har vært Krishna Kanta Panthi som har bidratt med gode diskusjoner rundt oppgaven og med vurdering av parametere til RS².

Kontaktperson og medveileder ved NGI har vært Kristian Kristoffersen Dahl som har fått tak i relevante rapporter og kart fra Oslo sentrum.

Takk til overingeniør Gunnar Vistnes for god veiledning på lab, og for at du har brukt din erfaring til å få preparert kjerneprøver av alunskifer best mulig. Takk til doktorgradsstipendiat Lena Selen for hjelp med slake- og svelletester, og for tips og triks underveis. Takk til overingeniør Laurentius Tjihuis for hjelp med XRD-analysene og for god innføring i hvordan metoden fungerer og hvordan resultatene skal tolkes. Takk til Toril Sørlokk som har utført semi-kvantitativ XRF-analyse. Takk til lærling Daniel Lossius Voll ved SINTEF for hjelp med borbarhetsanalyser.

Trondheim, juni 2018

Ingvild Skøyen

Innholdsfortegnelse

Oppgavetekst	I
Sammendrag	III
Abstract	V
Forord	VII
Innholdsfortegnelse	IX
Figurliste	XIII
Tabelliste	XVII
Forkortelser	XIX
1 INTRODUKSJON	1
1.1 BAKGRUNN.....	1
1.2 FORMÅL OG OMFANG.....	2
1.3 FREMGANGSMÅTE	3
1.4 BEGRENSNINGER	3
1.5 KOMMENTAR.....	3
2 TBM-DRIFT	5
2.1 OPPBYGGING AV EN TBM	5
2.2 VALG AV TYPE TBM	6
2.3 KOMBINASJONSMASKINER	6
2.3.1 <i>Multi-Mode Hydroshield TBM</i>	7
2.4 FORDELER OG ULEMPER VED TBM-DRIFT	9
3 INGENIØRGEOLOGISKE PRINSIPPER	11
3.1 BERGMASSEKVALITET	11
3.1.1 <i>Styrken til intakt berg</i>	11
3.1.2 <i>Elastisitetsteori</i>	12
3.1.3 <i>Bergmassens deformasjonskapasitet</i>	13
3.1.4 <i>Styrkeanisotropi</i>	14
3.1.5 <i>Diskontinuiteter</i>	15
3.1.6 <i>Forvitring og desintegrasjon</i>	17
3.2 KLASSIFIKASJON AV BERGMASSE	19
3.2.1 <i>GSI</i>	19
3.2.2 <i>RMR</i>	19
3.2.3 <i>Q-metoden</i>	20
3.3 BRUDDKRITERIER	21
3.3.1 <i>Mohr-Coulomb bruddkriterium</i>	21
3.3.2 <i>Hoek-Brown bruddkriterium</i>	21
3.3.3 <i>Valg av bruddkriterium</i>	22
3.4 BERGSPENNINGER	23
3.4.1 <i>Spenningsforhold</i>	23
3.4.2 <i>Fordeling av spenninger rundt en sirkulær åpning</i>	24
3.4.3 <i>Brudd i strekkområdet</i>	26
3.4.4 <i>Brudd i trykkområdet</i>	26
3.5 SVELLING AV BERGMASSE	27
3.5.1 <i>Svelling i alunskifer</i>	29
3.6 BORBARHET	32
3.7 SPENNING- OG STABILITETSPROBLEMATIKK I TBM-TUNNELER.....	33
3.7.1 <i>Mixed face-forhold</i>	34
3.7.2 <i>Svakhetssoner, forkastninger og oppsprekking</i>	36

3.7.3	<i>Høyt vanntrykk og innlekkasje</i>	37
3.7.4	<i>Ustabile vegger</i>	38
3.7.5	<i>Ustabil stoff</i>	39
3.7.6	<i>Svak bergmasse</i>	40
3.7.7	<i>Høye spenninger</i>	40
3.7.8	<i>Svelling</i>	40
3.7.9	<i>Lav overdekning</i>	40
3.8	NUMERISK MODELLERING	41
3.8.1	<i>Inngangsparametere</i>	42
4	LIKNEDE PROSJEKTER	43
4.1	FOLLOBANEN	43
4.2	UTVIDELSE AV MASS RAPID SYSTEM I SINGAPORE	45
5	NY TUNNEL FOR REGIONTOG FRA OSLO S TIL NATIONALTHEATRET	47
5.1	PROSJEKTBEKRIVELSE	47
5.2	PRAKTISKE UTFORDRINGER FOR TBM I OSLO SENTRUM	49
5.2.1	<i>Sporhøyde</i>	49
5.2.2	<i>Riggplass</i>	49
5.2.3	<i>Anleggsplass og frakt av betongelementer</i>	49
5.2.4	<i>Komplekst nettverk av nye tunneler</i>	49
5.3	GEOLOGI	50
5.4	INGENIØRGEOLOGISKE UNDERSØKELSER	52
5.4.1	<i>Kjerneboringer</i>	52
5.4.2	<i>Bakgrunnsmateriale</i>	55
5.5	TETTHETSKRAV OG BERGSIKRING	55
6	LABORATORIEUNDERSØKELSER	57
6.1	BESKRIVELSE AV LABORATORIETESTER	57
6.1.1	<i>Enaksiell trykkfasthet</i>	57
6.1.2	<i>Punktlasttest</i>	57
6.1.3	<i>Lydhastighet</i>	59
6.1.4	<i>Slake durability test</i>	60
6.1.5	<i>XRD-analyse</i>	61
6.1.6	<i>XRF-analyse</i>	61
6.1.7	<i>Tetthet</i>	62
6.1.8	<i>Svelletrykksmåling</i>	62
6.1.9	<i>Frisvellingstest</i>	63
6.1.10	<i>Borbarhet</i>	64
6.2	RESULTATER FRA LABORATORIET	67
6.2.1	<i>Enaksiell trykkfasthet</i>	67
6.2.2	<i>Punktlasttest</i>	68
6.2.3	<i>Slake durability test</i>	69
6.2.4	<i>XRD-analyse</i>	70
6.2.5	<i>XRF-analyse</i>	70
6.2.6	<i>Tetthet</i>	71
6.2.7	<i>Svelletrykksmåling</i>	71
6.2.8	<i>Frisvelling</i>	71
6.2.9	<i>Borbarhet</i>	71
6.3	DISKUSJON AV RESULTATER	72
6.3.1	<i>Enaksiell trykkfasthet</i>	72
6.3.2	<i>Punktlasttest</i>	72
6.3.3	<i>Lydhastighet</i>	72
6.3.4	<i>Slake durability test</i>	72
6.3.5	<i>Svelling</i>	73
6.3.6	<i>Mineralogi</i>	73
6.3.7	<i>Borbarhet</i>	73
7	NTNU-METODEN FOR TBM-DRIFT	75
7.1	TEORI	75

7.1.1	Modell for netto inndrift.....	75
7.1.2	Modell for kutterverktøylevetid.....	76
7.1.3	Modell for drivekostnader.....	76
7.2	VURDERING AV KOSTNADER FOR BORVERKTØY.....	76
7.3	DISKUSJON.....	77
8	STABILITETSANALYSE MED RS².....	79
8.1	DATA I MODELLEN FOR OSLO S – NATIONALTHEATRET.....	79
8.1.1	Geometri og grensebetingelser.....	79
8.1.2	Bruddkriterium.....	80
8.1.3	Bergmassekvalitet og -parametere.....	81
8.1.4	Spenninger og last.....	82
8.1.5	Svelletrykk.....	83
8.1.6	Grunnvann.....	84
8.1.7	Bergsikring.....	84
8.1.8	Steg.....	84
8.2	ANALYSE OG RESULTATER.....	85
8.2.1	Pr. nr. 400 – overdekning: 9 m berg + 1 m løsmasse.....	85
8.2.2	Pr. nr. 578 – overdekning: 8 m berg + 9 m løsmasse.....	87
8.2.3	Pr. nr. 680 – overdekning: 18 m berg + 1 m løsmasse.....	88
8.2.4	Pr. nr. 790 – overdekning: 3 m berg + 8 m løsmasse.....	92
8.3	OPPSUMMERING.....	94
8.4	DISKUSJON.....	94
9	DISKUSJON.....	97
9.1	GRUNNFORHOLD.....	97
9.1.1	Alunskifer.....	97
9.2	BYGG OG EKSISTERENDE INFRASTRUKTUR.....	98
9.3	STABILITET.....	99
9.4	PROGNOSE FOR D&B OG TBM.....	99
9.5	MULTI-MODE HYDROSHIELD TBM.....	99
9.6	OPPFØLGING AV DRIFTEN.....	100
10	KONKLUSJON.....	101
	REFERANSER.....	102
	VEDLEGG.....	109
A.	KLASSIFIKASJON.....	110
A.1	GSI.....	110
A.2	Q-METODEN.....	111
A.3	ENAKSIELL TRYKKFASTHET.....	112
A.4	PUNKTLASTTEST.....	112
A.5	ANISOTROPIFAKTOR F_A	113
A.6	SLAKE DURABILITY TEST.....	114
A.7	FRISVELLING.....	114
A.8	BORBARHET.....	115
A.9	FORSTYRRELSSEFAKTOREN, D	116
B.	DATA FRA LABORATORIET.....	117
B.1	OVERSIKT OVER PRØVER.....	117
B.2	PRØVEMATERIALE OG PREPARERING.....	118
B.2.1	Enaksiell trykkfasthet.....	118
B.2.2	Punktlasttest.....	119
B.2.3	Slake durability test.....	119
B.2.4	Svelletrykkmåling og frisvelling.....	119
B.2.5	Mineralogi – XRD og XRF.....	120
B.2.6	Borbarhet.....	120
B.2.7	Kommentar.....	120
B.3	BILDER: PRØVER FØR PUNKTLASTTEST.....	121
B.4	BILDER: PRØVER FØR PREPARERING, TEST FOR ENAKSIELL TRYKKFASTHET.....	123

B.5 BILDER: PRØVER FOR «SLAKE DURABILITY TEST», FØR OG ETTER TEST	125
B.6 RESULTATER: TEST FOR ENAKSIELL TRYKKFASTHET.....	131
B.7 RESULTATER: PUNKTLASTTEST	132
B.8 RESULTATER: LYDHASTIGHET.....	133
B.9 RESULTATER: SLAKE DURABILITY TEST	134
B.10 RESULTATER: XRD	135
B.11 RESULTATER: XRF.....	138
B.12 RESULTATER: TETTHET	139
B.13 RESULTATER: SVELLETRYKSMÅLING	140
B.14 RESULTATER: FRISVELLING.....	141
B.15 RESULTATER: BORBARHET	143
C. LENGDEPROFIL	151
D. DATA FOR RS²	153
D.1 BEREGNING AV E, N OG Σ_c	153
D.2 BEREGNING AV LAST FRA LØSMASSER OG SPENNINGER.....	153
D.3 BEREGNING AV Q-VERDI, RMR, GSI OG GSI _{RES}	153
D.4 BEREGNING AV TILSYNELATENDE FALL	154
D.5 SPREKKEPARAMETERE I RS ²	155
D.6 PLASTISKE EGENSKAPER FOR BETONGELEMENTER	155

Figurliste

Figur 1.1 Oversikt over eksisterende og planlagt infrastruktur for kollektiv transport i Oslo ...	1
Figur 2.1 Prinsippskisse av kutterverktøy som induserer stikk og riss i bergmassen	5
Figur 2.2 Åpen TBM for berg	7
Figur 2.3 Slurry TBM.....	8
Figur 3.1 Sammenhengen mellom prøvediameter og forholdet mellom enaksiell trykkfasthet for prøven og en prøve med 50 mm diameter	11
Figur 3.2 Spenning-tøyningskurver hvor (a) tangent E-modul og (b) gjennomsnittlig E-modul beregnes.....	13
Figur 3.3 Sammenhengen mellom enaksiell trykkfasthet og foliasjonsvinkel.....	14
Figur 3.4 Beskrivelse av sprekkenes ruhet med tilhørende verdi for J_r etter Barton og Bandis (1990) i Panthi (2006).	16
Figur 3.5 Orientering av fjellhall/tunnel i forhold til sprekkeretning	17
Figur 3.6 Antall sykluser sett opp mot «slaking durability» i sedimentære bergarter	18
Figur 3.7 Til venstre: grafisk fremstilling av likning 3.6. Til høyre: grafisk fremstilling av likning 3.7.....	21
Figur 3.8 Sammenligning av Mohr-Coloumb og Hoek-Brown bruddkriterium	23
Figur 3.9 Spenningsfordeling rundt et sirkulært tverrsnitt	25
Figur 3.10 Oppbygging av ikke-svellende og svellende leirmineraler	28
Figur 3.11 Svelling av alunskifer	30
Figur 3.12 Skader som følge av svelling i alunskifer.....	31
Figur 3.13 Maksimalt registrert svelletrykk for preparerte diskere av intakt alunskifer fra Oslo og Hamar	31
Figur 3.14 Faktorer som påvirker stabiliteten til bergrom og tunneler	33
Figur 3.15 Tre ulike «mixed face»-forhold på stuff.....	35
Figur 3.16 Feilaktig forsering av svakhetssone.....	37
Figur 3.17 Eksempel på ustabil stuff.....	39
Figur 3.18 Anbefalt modell for å kalibrere den numeriske modellen	42
Figur 4.1 Kart over Follobanen og nærhet til andre tunneler	44
Figur 4.2 Tverrsnitt som viser nærhet til andre tunneler	44
Figur 4.3 Geologisk profil over Bukt Panjang Bound	46
Figur 5.1 Oversiktstegning regiontog fra Oslo S til Nationaltheatret	48

Figur 5.2 Oversiktstegning regiontog fra Oslo til Nationaltheatret	48
Figur 5.3 Oversikt over geologien i Oslo sentrum	50
Figur 5.4 Kartutsnitt fra berggrunnskart over Oslo sentrum	51
Figur 5.5 Oversikt over kjerneboringer	53
Figur 6.1 Mobil punktlastpresse	58
Figur 6.2 (a) Diametral test og (b) aksial test	58
Figur 6.3 Pundit lab for test av lydastighet.	59
Figur 6.4 Apparaturen for «slake durability test».	60
Figur 6.5 Test for svelletrykk	63
Figur 6.6 Frisvellingstest	63
Figur 6.7 Diagram for å bestemme borsynkindeksen	64
Figur 6.8 Fremgangsmåte for bestemmelse av S20	65
Figur 6.9 Skisse av apparatet som benyttes i bestemmelse av SJ-verdien	66
Figur 6.10 Skisse av apparatet som benyttes for å bestemme AVS	66
Figur 6.11 Prøve B før (til venstre) og etter (til høyre) brudd	67
Figur 6.12 Prøve C før (til venstre) og etter (til høyre) brudd	67
Figur 6.13 Prøve D før (til venstre) og etter (til høyre) brudd.	67
Figur 6.14 Resultater fra test for enaksiell trykkfasthet.	68
Figur 6.15 Aksiell punktlasttest. (a) Mislykket brudd. (b) og (c) godkjent brudd	68
Figur 6.16 Antall sykluser plottet mot «slake durability»	69
Figur 6.17 Trekantdiagram hvor prøve S3, S4 og S5 er plottet	70
Figur 8.1 Tunnelgeometri	79
Figur 8.2 Modelloppsett for tverrsnittene.	80
Figur 8.3 Sprekkeroser for borehull K7 og K8	82
Figur 8.4 Svelletrykk i pr. nr. 400.	83
Figur 8.5 Pr. nr. 400: utvikling av bruddsone i steg 2 og 3	85
Figur 8.6 Pr. nr.400 uten svelletrykk: uten og med liner.	86
Figur 8.7 Pr. nr. 400 med 1 MPa svelletrykk uten og med sikring.	86
Figur 8.8 Pr. nr. 578: utvikling av bruddsone i steg 2 og 3	87
Figur 8.9 Pr. nr.578 uten svelletrykk: uten og med liner.	87
Figur 8.10 Pr. nr. 578 med 1 MPa svelletrykk uten og med sikring.	88
Figur 8.11 Pr. nr. 680: utvikling av bruddsone i steg 2 og 3	88
Figur 8.12 Pr. nr. 680. uten svelletrykk: uten og med liner.	89
Figur 8.13 Pr. nr. 680 med 1 MPa svelletrykk uten og med sikring.	89

Figur 8.14 Sprekkekonfigurasjon 1. Avlesning av deformasjon og måling av sprekkeavstand i tabell 8.7	90
Figur 8.15 Sammenhengen mellom største deformasjon i tunnelkontur og svelletrykk for sprekkekonfigurasjon 1-5.....	90
Figur 8.16 Pr. nr. 790: utvikling av bruddsone i steg 2 og 3.....	92
Figur 8.17 Pr. nr. 790 uten svelletrykk: uten og med liner.	92
Figur 8.18 Pr. nr. 790 med 1 MPa svelletrykk med sikring. To sett med tilfeldige sprekker. .	93
Figur 8.19 Pr. nr. 790 modellert med 1 MPa svelletrykk uten sikring.....	93

Tabelliste

Tabell 3.1 Foreslått korrelasjon mellom enaksiell trykkfasthet og punktlastindeksen	12
Tabell 3.2 Kategorisering av verdier for borbarhetsparametre	32
Tabell 3.3 Tidligere erfaringer fra egenskapene til ulike bergarter i Oslofeltet.....	32
Tabell 5.1 Oversikt over lagrekken i kambrosilur-skifrene	52
Tabell 6.1 Lydhastighet, UCS, E-modul og Poissons forholdstall for svart leirskifer.....	67
Tabell 6.2 Minimum-, maksimum-, gjennomsnittsverdi av $I_{S(50)}$ og standardavvik (std.) for alunskifer.....	69
Tabell 6.3 Mineralogisk innhold i prøve S3, S4 og S5.	70
Tabell 6.4 Resultater fra frivellingstest.	71
Tabell 6.5 DRI (figur 6.7) og CLI (likning 6.12) for alunskifer og lys mikrosyenitt	72
Tabell 7.1 Faktorer som påvirker inndriften	75
Tabell 7.2 Oversikt over bergmassens egenskaper som påvirker maskinparametre.....	76
Tabell 7.3 Inndata og kostnader for borverktøy beregnet i FullProf.....	76
Tabell 8.1 Orientering og overdekning av tunnelen i tverrsnittene.....	80
Tabell 8.2 Materialparametere for alunskifer.....	81
Tabell 8.3 Bergmasseparametere for alunskifer i RS^2	81
Tabell 8.4 Fallvinkel (da) mot nord for sprekker i profilnummer x.....	82
Tabell 8.5 Oversikt over spenninger i RS^2	83
Tabell 8.6 Egenskaper for betongelementer.....	84
Tabell 8.7 Deformasjon med svelletrykk 0,2-1 MPa og sikring, og ulike avstander mellom sprekker og tunnelperiferi.	91
Tabell 8.8 Oversikt over deformasjon for tverrsnittene i kapittel 8.2.....	94

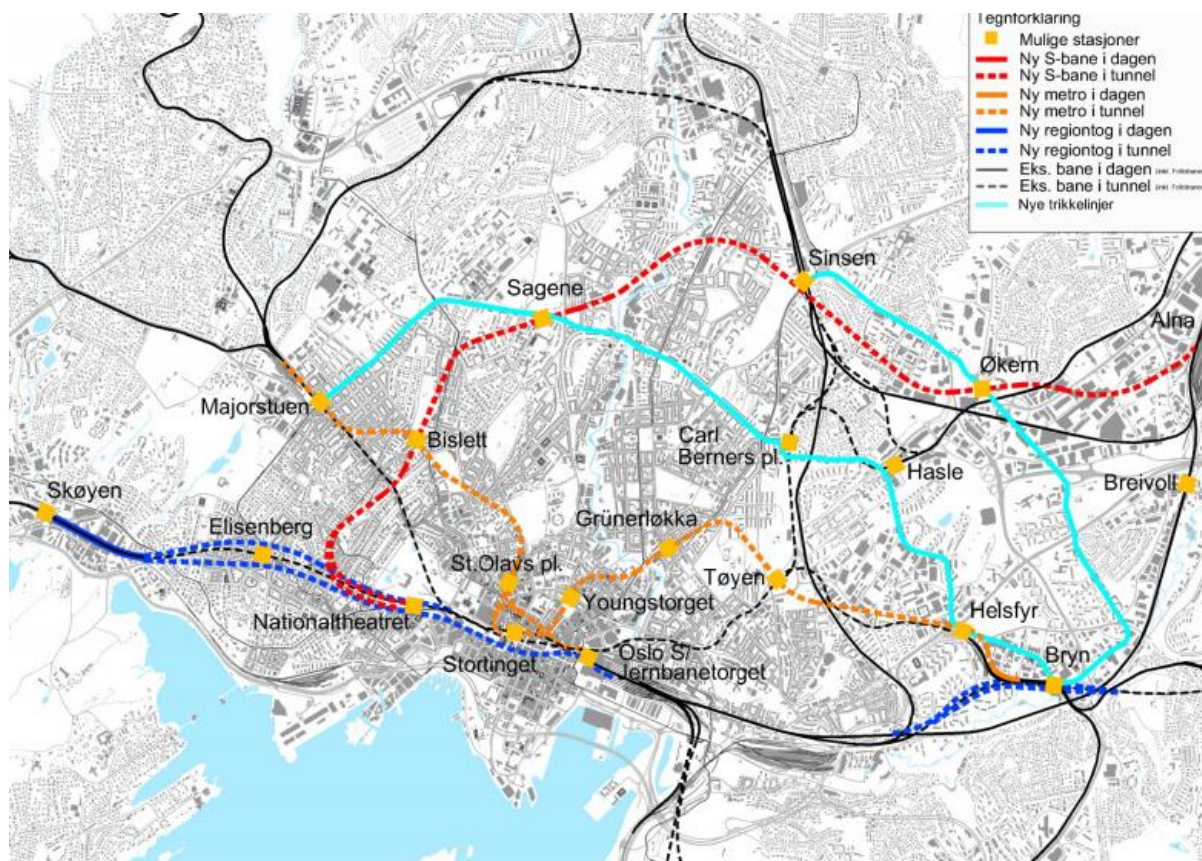
Forkortelser

AVS	Abrasion Value Steel Cutters
EPB	Earth Pressure Balance tunnelboremaskin
CLI	Cutter Life Index
D&B	Drill and Blast – konvensjonell boring og sprenging
DRI	Drilling Rate Index
GSI	Geological Strength Index
KVU	Konseptvalgutredning
NGI	Norges Geotekniske Institutt
NTNU	Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
RMR	Rock Mass Rating
S₂₀	Sprøhetsverdien
SJ	Sievers' J value
TBM	Tunnelboremaskin
UCS	Uniaxial Compressive Strength – Enaksiell trykkfasthet
XRD	X-Ray Diffraction – Røntgendiffraksjon
XRF	X-Ray Fluorescence – Røntgenfluorescens

1 Introduksjon

1.1 Bakgrunn

Det er ventet stor befolkningsvekst i Oslo og Akershus i tiårene som kommer. Fram mot 2030 er det ventet at antall kollektivt reisende i døgnet vil øke til 4 millioner, fra om lag 3 millioner i 2010. Videre mot 2060 er prognosene noe usikre, men det er estimert en økning opp mot 4,6 millioner reisende i døgnet. For å møte befolkningsveksten er det behov for å bygge ut eksisterende infrastruktur og utvide kollektivtilbudet. Kapasiteten på dagens kollektivsystem for buss, T-bane og jernbane er allerede nådd (Seehusen, 2018). I den sammenheng har en konseptvalgutredning (KVU Oslo-navet) utredet en rapport om økt transportkapasitet inn mot og gjennom Oslo. I rapporten legges det frem forslag om nye tunneler under Oslo sentrum for sentrumsbane (S-bane), T-bane og jernbane, se figur 1.1 (Jernbaneverket, Statens vegvesen og Ruter AS, 2015).



Figur 1.1 Oversikt over eksisterende og planlagt infrastruktur for kollektiv transport i Oslo (Jernbaneverket, Statens vegvesen og Ruter AS, 2015).

Grunnforholdene i Oslo sentrum er utfordrende. Geologien veksler mellom bergarter med ulike styrkeparametere, og den geologiske historien medfører at vekslingen er hyppig. Alunskiferen skaper problemer med radongass, svelling og sur avrenning som bryter ned stål og betong. Grunnvannet ligger tett opp mot overflaten. Dyprenner er fylt med bløte marine leirer og kvikkleire som gir setnings- og stabilitetsproblematikk.

I dag er det en økende trend mot bruk av tunnelboremaskin (TBM) i urbane områder (Broere, 2016). Etersom befolkningen øker og bebyggelsen blir tettere, legges det beslag på større arealer og rom over og under bakken. Bygging av tunneler i urbane områder vil derfor måtte ta hensyn til disse omgivelsene i større grad enn ute på landet og mellom store byer. Dette byr på utfordringer når nye transportløp skal bygges. Det vil settes strenge krav til vibrasjoner, drenering, støy og forurensning, og eksisterende bebyggelse og infrastruktur skal være under full drift i byggeperioden. En TBM som er godt tilpasset grunnforholdene er i mange tilfeller bedre egnet i urbane områder enn tradisjonell boring og sprengning (D&B): sprengningsvibrasjoner og sprenggasser elimineres, støy reduseres til en jevn during, stuff og vegger kan holdes stabile med trykkammer og skjold, og sikring med kontinuerlige betongelementer sikrer en «potte tett» tunnel. I dag finnes det TBMer som kan operere i løsmasser og berg.

I forbindelse med økt befolkningsvekst i Oslo-området, planer fra KVVU Oslo-navet og Nasjonal transportplan, ble det høsten 2017 skrevet en prosjektoppgave med tittel «Studie om TBM-boring i Oslo sentrums vekslende og kompliserte geologi» i samarbeid med NGI (Skøyen, 2017). Prosjektoppgaven var en teoretisk studie om ulike TBMer, TBM-boring i komplisert geologi og om erfaringer fra tunnelboring i komplisert og utfordrende geologi i urbane områder som tilsvarende situasjonen i Oslo. I tillegg fikk forfatter tilgang på kjernelogging fra seks kjerneboringer i Kongens gate og Møllergata i Oslo sentrum, og tolket et geologisk snitt i et profil langs boringene. Denne masteroppgaven er en videreførelse av prosjektoppgaven og omhandler bergmekaniske analyser, stabilitetsvurderinger og borbarhetsegenskaper i det samme området.

1.2 Formål og omfang

Som del av NGIs Forsknings- og Utviklingsprogram (FoU), er denne masteroppgaven ment å heve kompetansen om TBM-boring i Oslo sentrum for fremtidige infrastrukturprosjekter. Dette skal gjøres ved å vurdere svelling, borbarheten og de bergmekaniske egenskapene til bergartene

i Oslo sentrum opp mot stabilitet. Samtidig skal liknende prosjekter og relevant teori gjennomgås.

1.3 Fremgangsmåte

Oppgavens formål skal sikres ved å:

- Gi en teoretisk gjennomgang av ingeniørgeologiske prinsipper som er relatert til bergmekaniske egenskaper, svelling, desintegrasjon og forventet borbarhet av bergarter.
- Presentere to caser hvor det er boret med TBM i nærheten av andre underjordiske konstruksjoner, bebyggelse og historiske bygninger.
- Utføre laboratorietester på kjernemateriale som dekker mineralogi, bergmekaniske egenskaper, svelling, desintegrasjon og borbarhetsegenskaper.
- Vurdere TBM-drift i bergmassen.
- Utføre stabilitetsvurdering av tunnel drevet med TBM i Oslo sentrum og foreslå passende TBM-metode.
- Diskutere funnene og konkludere arbeidet.

1.4 Begrensninger

Oppgaven er kun en analyse av TBM som opererer i alunskifer og mikrosyenitt i Oslo sentrum. Det ville vært naturlig å sammenligne TBM opp mot konvensjonell boring og sprengning, men dette ville gitt oppgaven for stort omfang. Det er i denne oppgaven sett på som lite hensiktsmessig å gjennomføre en analyse med prognosemodell for TBM uten at en sammenlikning med prognose for D&B foreligger eller utføres. En slik sammenlikning ville gitt grunnlag for å gi en god vurdering av best egnede drivemetode i Oslo sentrum.

1.5 Kommentar

Det som mest sannsynlig er alunskifer i borehull K7 og K8, går under navnet «svart leirskifer» fram til kapittel 6.2 hvor bergartens kjemi er verifisert.

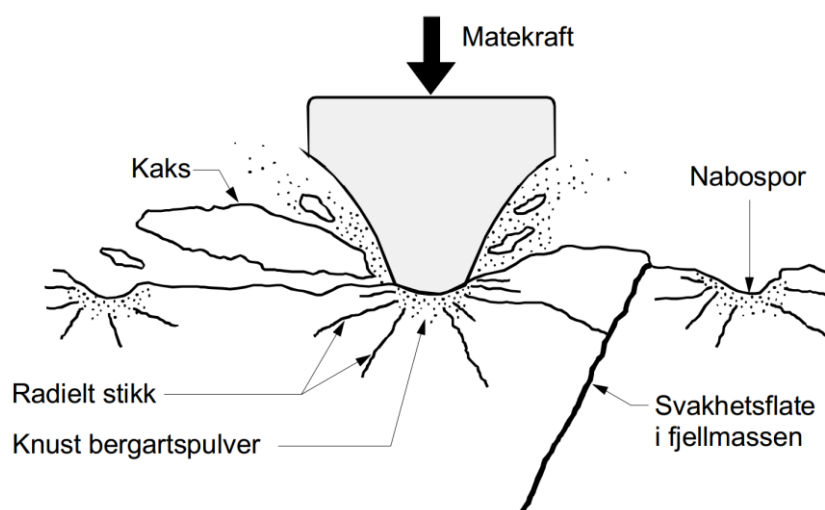
2 TBM-drift

Tunnelboremaskiner borer et sylindrisk rør i undergrunnen med et tilnærmet perfekt sirkulært tverrsnitt. Det finnes TBMer for berg, løsmasse og for en kombinasjon av begge grunnforhold. Tunnelboremaskin er i denne oppgaven begrenset til fullprofilboring, hvor hele profilet bores med et roterende borhode.

2.1 Oppbygging av en TBM

En tunnelboremaskin består av et roterende borhode, en maskinkropp som kan være omsluttet av et skjold som beskytter både maskinen og arbeidere, et system for matekraft, et system for installering av sikring, et massetransportsystem og en bakrigg.

På fronten av TBMen er det et roterende borhode med påmontert kutterverktøy. For berg benyttes kuttere som presses mot berget med en gitt materkraft og initierer stikk og riss i bergmassen samtidig som kaks brytes løs, se figur 2.1. Denne brytning av berg kalles chipping (Bruland, 2013). I løsmasse benyttes skrapere, som kan likne på tradisjonelle hakker, som graver ut massene.



Figur 2.1 Prinsippkisse av kutterverktøy som inducerer stikk og riss i bergmassen og kaks som brytes løs, etter Bruland (2013).

Det løsbrutte materialet fraktes bakover i TBMen i skoper til mediet for massetransport. Massetransporten for TBMer i berg foregår på transportbånd og videre til bakriggen som foretar opplasting til hjul- eller skinnedrevne kjøretøy som kjører massene ut av tunnelen (NFF, 2015). For TBMer i løsmasse er det viktig å stabilisere stuff og opprettholde jord- og vanntrykket. Derfor foregår massetransporten enten i en skruetransportør eller i rør med bentonittslurry, som har systemer for å regulere trykksettingen av stuff. Skruetransportøren er beregnet for

lavpermeable løsmasser, mens bentonittslurry benyttes i høypermeable løsmasser (Jakobsen og Arntsen, 2014).

Tunneler boret med TBM kan sikres med betongelementer, og de konvensjonelle sikringsmetodene bolter/wire, sprøytebetong, nett og stålbuer som også benyttes i D&B-tunneler («Drill & Blast» – boring og sprengning). Betongelementer settes sammen til betongelementringer, som kan ses på som et tett betongrør. Mellom betongrøret og bergmassen injiseres det betong for å unngå drenering langs røret (Dammyr, 2017c). Slike betongelementer benyttes i løsmassetunneler, men også i tunneler med svakt berg eller i tunneler i områder hvor det stilles strenge krav til innlekkasje og uforstyrret grunnvannsspeil. De konvensjonelle sikringsmetodene benyttes ofte i bedre bergmasse.

Matekraft genereres ved at TBMen spenner fra i betongelementringene. For tunneler der betongelementer ikke installeres, benyttes TBMer med gripperer. Disse maskinene opererer ved at gripperne spenner fra i fjellet (Bruland, 2013; Robbins, 2017).

2.2 Valg av type TBM

Nøkkelen til å lykkes med TBM-drift er å tilpasse de operative parameterne ved TBMen til bergmassens egenskaper (Gong *et al.*, 2016). Grunnforholdene kan begrense TBMs inndrift dersom de er svært forskjellige fra de forholdene maskinen var designet til å operere i. I flere tilfeller kan ugunstige grunnforhold stoppe TBMen helt. Designet på TBMen bestemmes av en deterministisk metode hvor grunnundersøkelser legger grunnlag for en geologisk tilnærming. Det er alltid en viss usikkerhet relatert til geologiske tolkninger, og dette kan prege selve tunneldrivingen (Barla og Pelizza, 2000).

Sonderboring foran TBMen under driving kan ikke erstatte de preliminære undersøkelsene dersom de utføres tilstrekkelig. Jo bedre forundersøkelser som utføres, desto bedre grunnlag legges for valg av type TBM og tilpasninger til bergmassen. Samtidig er det store kostnader å spare (Barla og Pelizza, 2000).

2.3 Kombinasjonsmaskiner

Kombinasjonsmaskiner er hybrider av to forskjellige TBMer. Fordelen er at maskinene kan designes til å operere både i løsmasse og i berg, og på denne måten gjøre tunneldriving med tunnelboremaskin mer fleksibel til å takle variasjoner i grunnforhold.

Generelt for kombinasjonsmaskiner gjelder det at det kontinuerlig foretas sonderboringer foran stoff for å undersøke hvilke grunnforhold TBMen er i ferd med å bore inn i, og for å velge

modusen TBMen skal operere i. Ved bytte av modus må det gjøres bytte av kutterverktøy. Dersom det påtreffes soner med en kombinasjon av både løsmasser og berg, kan det installeres en kombinasjon av kuttere og skrapere dersom det er mest ideelt (Jakobsen og Arntsen, 2014). I tillegg må massetransportsystemet tilpasses de grunnforhold som påtreffes. For TBMer med mindre diametere må hele massetransportsystemet byttes ut, noe som kan resultere i driftsstans over flere dager. For større TBMer er det plass til begge systemene og et bytte kan utføres automatisk (Herrenknecht AG, 2017).

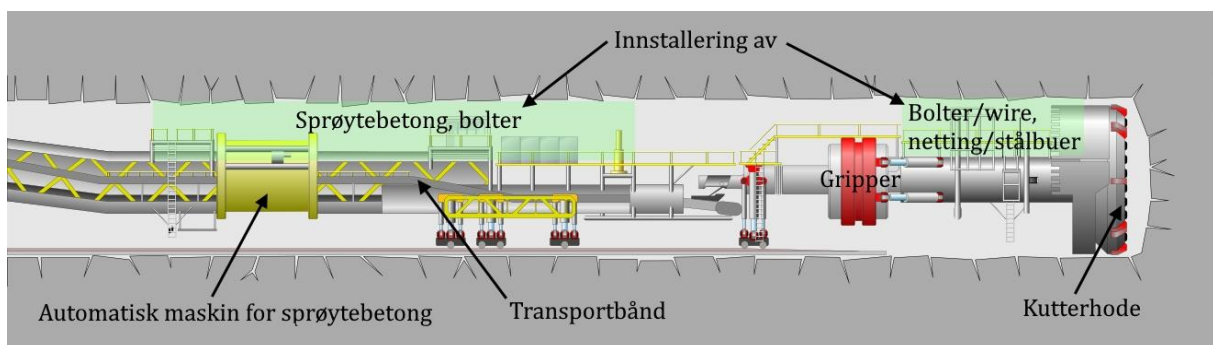
I prosjektoppgaven, nevnt innledningsvis, ble kombinasjonsmaskinen Multi-Mode Hydroshield TBM anbefalt. Maskinen er en hybrid av slurry TBM for løsmasser og åpen TBM for berg. Denne TBMen ble valgt på bakgrunn av grunnforhold som er å forvente i Oslo sentrum – en hyppig veksling mellom ulike bergartslag, seksjoner med løsmasse og *mixed face*-forhold, samt grunt grunnvannsspeil. Maskinen har også plass til en steinknuser ved borhodet som kan knuse større blokker. Derfor er det kun denne tunnelboremaskinen som er beskrevet i det videre.

2.3.1 Multi-Mode Hydroshield TBM

Som en kombinasjon av åpen TBM og Slurry TBM, kan Multi-Mode Hydroshield TBM operere i åpen modus for berg, og i lukket modus i løsmasser og svakt berg. Videre følger en beskrivelse av TBMe Multi-Mode Hydroshield TBM er en hybrid av.

2.3.1.1 Åpen TBM

Åpen TBM går også under navnene gripper TBM og Mainbeam TBM. Den egner seg i hardt berg av god kvalitet hvor kun konvensjonell bergsikring som bolter, sprøytebetong, nett og stålbuer er nødvendig. Se figur 2.2 for skisse av en åpen TBM.

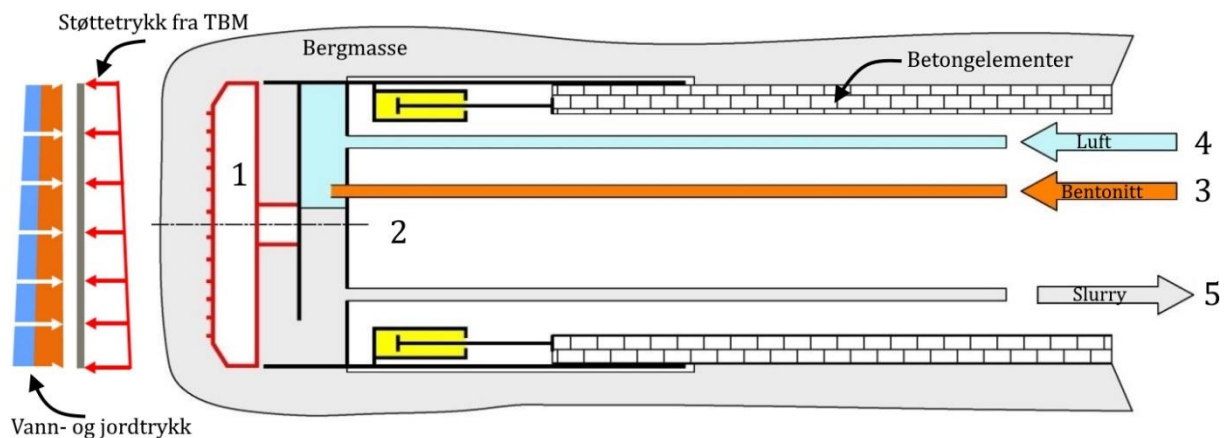


Figur 2.2 Åpen TBM for berg. Grønne felter viser hvor det installeres sikring. Modifisert og oversatt etter Dammyr (2017). Fronten av maskinen består av et roterende kutterhode med påmonterte kutterverktøy for berg. Utgravid masse fraktes i skoper bakover i TBMen og over på transportbånd. På bakgriggen lastes massene over på hjul- eller skinnedrevne kjøretøy. Maskinen er ikke beskyttet av et skjold, men

ligger åpen i bergmassen. Fremdriften til en åpen TBM skjer ved at gripperne spenner fra i berget. TBMen borer til full lengde på matesylindrerne er oppnådd, før maskinen tar et nytt grep med gripperne lenger framme (Bruland, 2013; Robbins, 2017).

2.3.1.2 Slurry TBM

En slurry TBM består blant annet av et roterende borhode med påmonterte skrapere, et beskyttende skjold, et system for installering av bergsikring, trykkluftkammer og et rørsystem som sørger for massetransporten. Figur 2.3 viser prinsippskisse av en slurry TBM.



Figur 2.3 Slurry TBM (Benton Air®) modifisert etter NFM Technologies (2017) og Bratlien og Amberg Engineering (2014). 1. Kutterhode/borhode. 2. TBMen skyves framover av hydrauliske jekker (gul) med mothold i betongelementer. 3. Bentonitt som blandes med utgravid materiale. 4. Luft tilføres i trykksatt kammer for å stabilisere stoff. 5. Slurry – blanding av utgravid materiale, bentonitt og vann fraktes ut av tunnelen. Diagrammene for trykk til venstre illustrerer hvordan vann- (blå) og jordtrykket (oransje) virker mot TBMen, mens de røde pilene viser mottrykket som settes opp av lufttrykkammeret i TBMen for å stabilisere stoff.

Stoff trykkeses ved hjelp av et lufttrykkammer bak borhodet. På denne måten er stabilisering av stoff uavhengig av hvor mye eller hvor raskt masser graves ut. Stoff trykkeses for å opprettholde jord- og vanntrykket og sørge for at masser ikke raser ut. Samtidig unngås senkning av grunnvannsspeilet og etterfølgende konsekvenser som setninger på bygg og infrastruktur (Dammyr, 2017b).

Massetransporten foregår i rør med en bentonittslurry. Slurryen består av vann, bentonitt og utgravid masse. På anleggsplassen er det nødvendig med et slurryseparasjonsanlegg («Slurry Separation Plant») som renses og skiller ut bentonitten (NFF, 2015).

Bergsikringen er betongelementer, og matekraften genereres ved at hydrauliske jekker spenner fra i betongelementene.

Ettersom massetransporten foregår i rør, er det plass til en steinknuser bak borhodet. Dette gjør det mulig å håndtere overgangssoner mellom løsmasse og berg hvor isbreene fra siste istid har

lagt igjen morene. Morene er usortert materiale og det er å forvente at større blokker vil forekomme i denne overgangssonen i Oslo sentrum (Bratlien og Amberg Engineering, 2014).

2.4 Fordeler og ulemper ved TBM-drift

Videre følger en kort oppsummering av fordeler og ulemper ved TBM i forhold til D&B (Bentzrød, 2016).

Fordeler:

- Unngår sår på overflaten og omdirigering av trafikk.
- Færre anleggsmaskiner i bybildet.
- Reduserte rystelser og støy.
- Sikring med betongelementer gir en potte tett tunnel.
- Tunnelene har lenger levetid.
- Redusert massetransport i sentrum med lastebiler.

Ulemper:

- Dyrt å leie, lang bestillingstid (1 år). TBM egner seg derfor best til lange tunneler.
- Ikke like fleksibel til variasjoner i grunnforhold.
- Anvendelsesområdene av massene som tas ut er lavere enn for D&B.

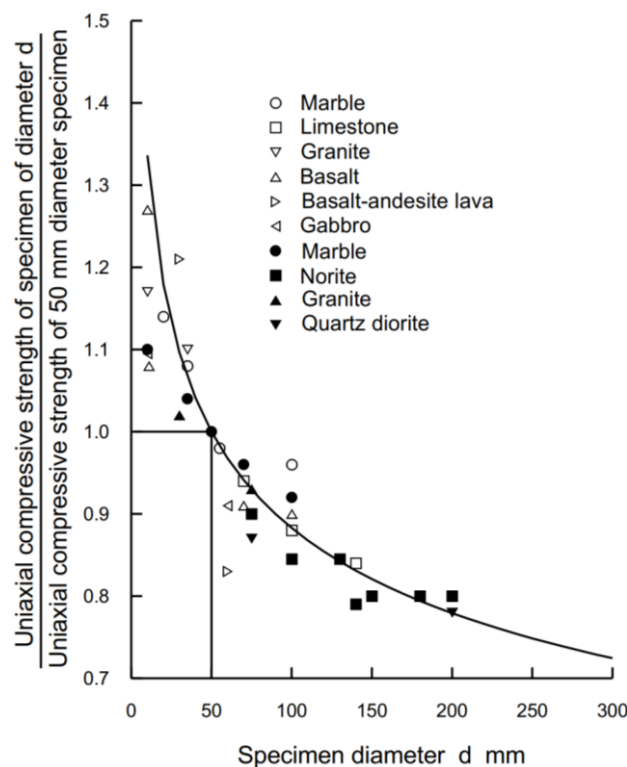
3 Ingeniørgeologiske prinsipper

3.1 Bergmassekvalitet

Bergmassens kvalitet kan beskrives av bergmassens styrke, deformasjonskapasitet, styrkeanisotropi, oppsprekkingsgrad og forvitring. Ulike klassifiseringssystemer for bergmasse benyttes til å klassifisere bergmassekvaliteten.

3.1.1 Styrken til intakt berg

En liten prøve av intakt berg vil ha en annen styrke og deformasjon enn bergmassen som inneholder gjennomsettende sprekker og riss. Størrelsen på prøven som testes i laboratoriet har en betydelig innvirkning på bergartens styrke. Det er en merkbar reduksjon i styrken til bergmassen med økende prøvestørrelse. Denne korrelasjonen er vist i figur 3.1. For større prøver kan bruddet gå rundt de større kornene eller «byggesteinene» i bergmassen, mens bruddet for mindre prøver vil tvinges til å gå gjennom kornene (Hoek, 2000).



Figur 3.1 Sammenhengen mellom prøvediameter og forholdet mellom enaksjell trykkfasthet for prøven og en prøve med 50 mm diameter (Hoek, 2000).

For krystalline bergarter med liten kornstørrelse vil størrelse påvirke bergartsstyrken lite. Mens sedimentære og metamorfe bergarter med anisotrope egenskaper vil ha bergartsstyrke som er

svært størrelsesavhengig (Panthi, 2006). Se likning 6.1 under kapittel 6.1.1 for korreksjon av prøvestørrelse.

Styrken til intakt bergmasse kan finnes i test for enaksiell trykkfasthet (UCS) og i punktlasttesten. Dersom det ikke er nok prøvemateriale til å gjennomføre test for enaksiell trykkfasthet, er punktlasttesten et alternativ. I punktlasttesten finnes punktlastindeksen (I_S). Korrelasjon mellom UCS og korrigert punktlastindeks ($I_{S(50)}$), se likning 3.1, er gitt av en faktor k_{50} multiplisert med punktlastindeksen (Nilsen og Palmstrøm, 2000). k_{50} varierer med styrken til bergarten, og er høyest for sterke bergarter.

$$UCS = k_{50} * I_{S(50)} \quad (3.1)$$

Dersom ingen annen informasjon er tilgjengelig, kan tabell 3.1 benyttes for å beregne UCS. Bieniawski (1973) har foreslått at bergarter med UCS < 25 MPa ikke bør testes med punktlasttest. Enaksiell trykkfasthet er beskrevet nærmere under kapittel 6.1.1, mens punktlastindeksen er beskrevet under kapittel 6.1.2. Klassifikasjon av UCS og I_S er gitt i henholdsvis vedlegg 0.3 og A.4.

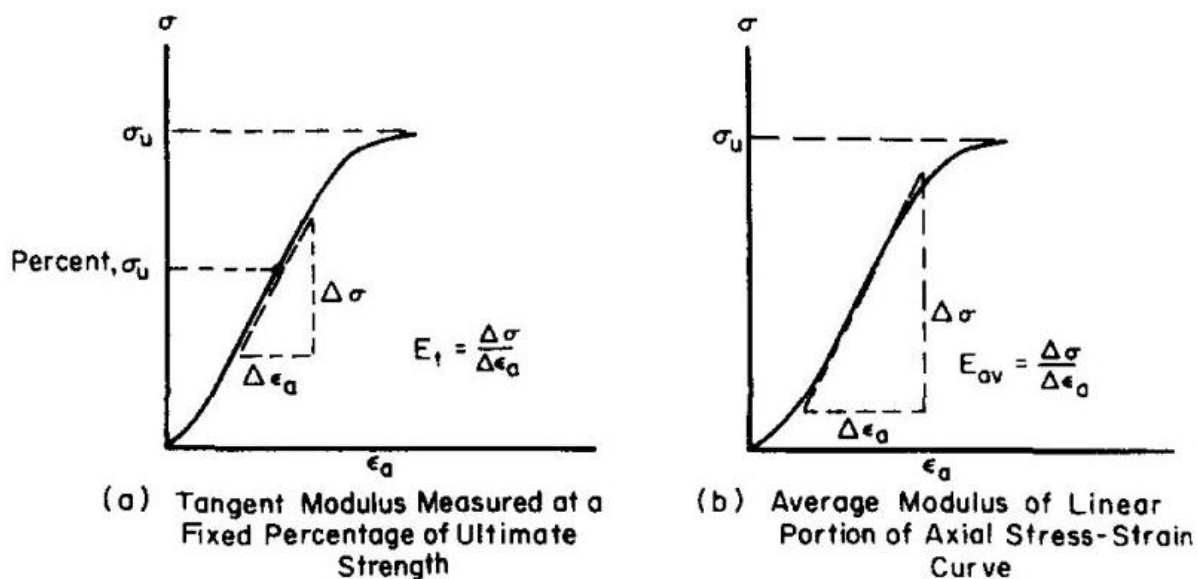
Tabell 3.1 Foreslått korrelasjon mellom enaksiell trykkfasthet og punktlastindeksen, etter Nilsen og Palmstrøm (2000).

Enaksiell trykkfasthet	Punktlastindeks,	Foreslått verdi for
σ_c (MPa)	I_S (MPa)	k_{50}
25 – 50	1,8 – 3,5	14
50 – 100	3,5 – 6	16
100 – 200	6 – 10	20
> 200	> 10	25

3.1.2 Elastisitetsteori

Bergmasse er ikke et ideelt perfekt elastisk materiale, men et plastisk eller elasto-plastisk materiale. Likevel kan bergmekaniske problemer i praksis håndteres som elastiske problemer. Dette på bakgrunn av at det forekommer elastisk deformasjon i en prøve under pålasting (Li, 2015). For et materiale som oppfører seg perfekt elastisk vil pålasting og avlasting skje langs den samme kurven. All energi som tilføres materiale i pålastingen, vil frigjøres i avlastingen. For et elastisk materiale kan deformasjonen følge en annen kurve til null, en såkalt hysteres, og all energien frigjøres ikke ved avlasting.

Youngs modulus (E_i) er bergets deformasjonskapasitet, også kalt elastisitetsmodulen, og er definert av endring i aksiell spenning ($\Delta\sigma_a$) over endring i aksiell tøyning ($\Delta\varepsilon_a$) i likning 3.2, se for øvrig figur 3.2. Aksiell tøyning (ε_a) er definert av endring i prøvens lengde (Δl) dividert med prøvens lengde før testen (l) i likning 3.3 (Li, 2015).



Figur 3.2 Spenning-tøyingskurver hvor (a) tangent E-modul og (b) gjennomsnittlig E-modul beregnes (ISRM, 1979a).

$$E_t = \frac{\Delta\sigma_a}{\Delta\varepsilon_a} \quad (3.2)$$

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta l}{l} \quad (3.3)$$

Poissons forholdstall (ν), tverrkontraksjonskoeffisienten, er et forholdstall mellom radiell- (ε_r) og aksial tøyning (ε_a) gitt av likning 3.4 (Li, 2015). Ettersom trykk er definert som positiv i bergmekanikk, vil aksial tøyning ved trykk være positiv og radiell tøyning ved strekk være negativ. Dermed blir Poissons forholdstall positivt (Li, 2015; Myrvang, 2001).

$$\nu = -\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} \quad (3.4)$$

3.1.3 Bergmassens deformasjonskapasitet

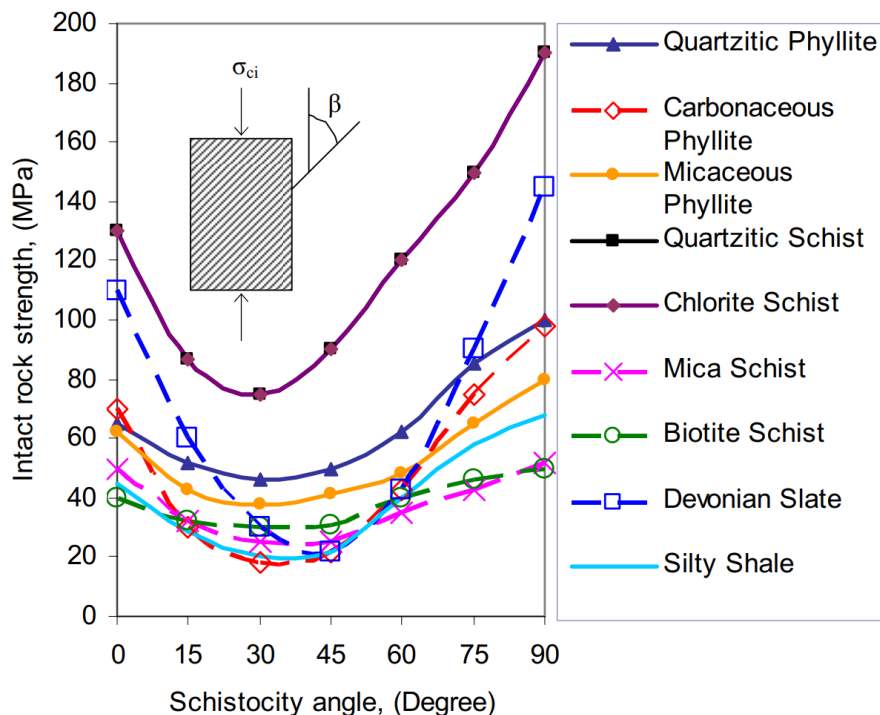
Bergmassens styrke er langt lavere enn styrken til intakt berg. Derfor vil også deformasjonskapasiteten være vesentlig lavere for bergmassen enn for intakt berg. Deformasjonsmodulusen til bergmassen (E_m) er etter ISRM (1975) definert som forholdet mellom spenning og korresponderende deformasjon mens bergmassen utsettes for ytre last, samtidig som bergmassen har både elastisk og ikke-elastisk oppførsel. Deformasjonsmodulusen kan måles direkte i felt eller beregnes etter likninger av Bieniawski (1978), Serafim og Pereira (1983), Palmstrøm (1995), Hoek og Brown (1997), Barton (2002) og Hoek og Diederichs (2006). Den generaliserte Hoek og Diederichs (2006) likningen (likning 3.5) benyttes til beregning av deformasjonsmodulusen i RocData 5.0 (se kapittel 3.8).

$$E_m = E_i \left(0,02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{60+15D-GSI}{11}}} \right) \quad (3.5)$$

E_i er elastisitetsmodulen til intakt berg, D er forstyrrelsesfaktoren som er et mål på hvor ødelagt berget er blitt av sprengning, og GSI er forklart under kapittel 3.2.1.

3.1.4 Styrkeanisotropi

En anisotrop bergart har ulike bergmekaniske egenskaper i ulike retninger. Anisotropien skyldes foliasjon, skifrihet og lagdeling, eller spenningshistorikken. Graden av anisotropi er avhengig av innholdet av flakige og prismatiske mineraler som sjiksilikater, kloritt, amfiboler og noen pyroksener. Parallellorientering av slike mineraler utgjør svakhetsplan og finnes stort sett i sedimentære og metamorfe bergarter (Nilsen og Palmstrøm, 2000). For disse bergartene er både styrken og deformasjonen retningsbestemt. Anisotropien vanskeliggjør bestemmelsen av enaksiell trykkfasthet (Hoek, 2000). Figur 3.3 illustrerer sammenhengen mellom retningen for lasten i test for enaksiell trykkfasthet og foliasjonsvinkel for bergarter fra Himalaya og resten av verden. Klassifikasjon av anisotrope bergarter er presentert i vedlegg 0.5.



Figur 3.3 Sammenhengen mellom enaksiell trykkfasthet og foliasjonsvinkel etter Palmstrøm (1995) og Tsidzi (1987) i (Panthi, 2006).

Enaksiell trykkfasthet av intakt berg er størst når foliasjonen er vinkelrett lastretningen og minst når vinkelen mellom lastretningen og foliasjonen er 30° (Panthi, 2006). Det lar seg ikke alltid gjøre å bore kjerner for enaksiell test vinkelrett og parallell foliasjonen. Derfor er punktlastesten et godt alternativ til å beregne styrkeanisotropien til en bergart (se kapittel 6.1.2).

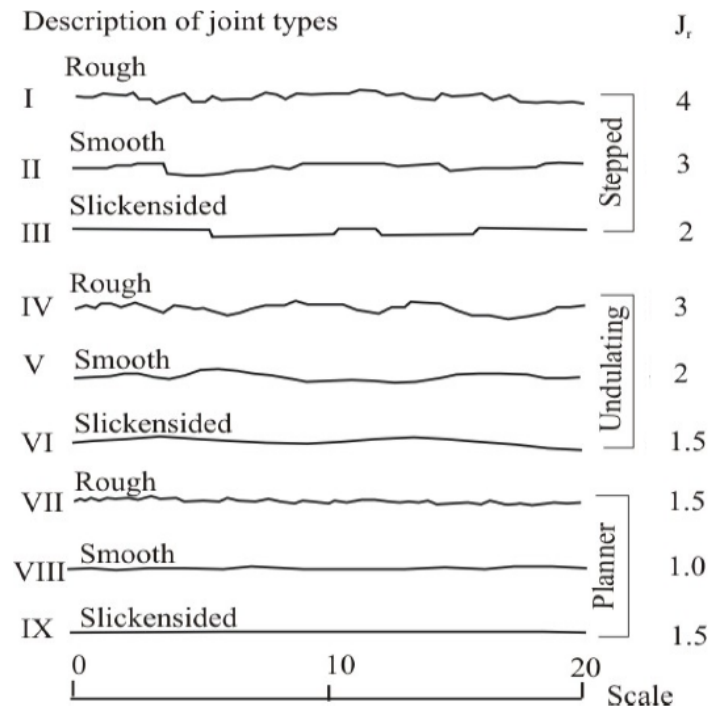
3.1.5 Diskontinuiteter

Diskontinuiteter endrer bergmassens homogenitet. De fleste diskontinuiteter er dannet fra geologiske hendelser som har forårsaket bevegelse i bergmassen (Panthi, 2006). Diskontinuiteter er et felles begrep for sprekker, foliasjonsplan, avsetningsplan, svakhetssoner og forkastningssoner (Nilsen og Palmstrøm, 2000). Felles for de fleste mekaniske diskontinuiteter er at de har lav eller ingen strekkstyrke. Det er to hovedgrupper diskontinuiteter: sprekker og svakhetssoner.

3.1.5.1 Sprekker

ISRM (1975) definerer sprekker som «et diskontinuitetsplan av naturlig opprinnelse som det ikke har vært noen synlig forskyvning langs». Sprekkene kan være i liten og stor skala. Sprekkekarakteristikken er beskrevet av ruheten til sprekken, sprekkfyll, sprekkeveggs styrke, sprekkavstand og blokkstørrelse (Nilsen og Palmstrøm, 2000).

Sprekkes ruhet er karakterisert av hvor bølget eller glatt sprekken er (ISRM, 1978). Hvis sprekken er lukket, vil bølgete sprekker ved skjær-forskyvning utvides siden de er for store til å skjæres av. Glattere sprekker vil bli ødelagte ved skjær-forskyvning med mindre veggstyrkene er høy, eller spenningene lave. Dersom sprekken er fylt med et mykt materiale som leire, vil stabiliteten være lav, mens et sprekkfyll bestående av hydrotermal kvarts vil styrke sprekken (Nilsen og Palmstrøm, 2000). Friksjonen mellom sprekkveggene er avgjørende for om sprekken er stabil. I de fleste tilfeller gjelder det at jo ruere sprekken er, desto større friksjon oppstår mellom sprekkveggene. Skala for ruhet er gitt i figur 3.4. Sprekker av samme karakter og orientering utgjør et sprekksett, og interaksjon mellom ulike sprekkesett kan gi stabilitetsproblemer som blokkutfall.



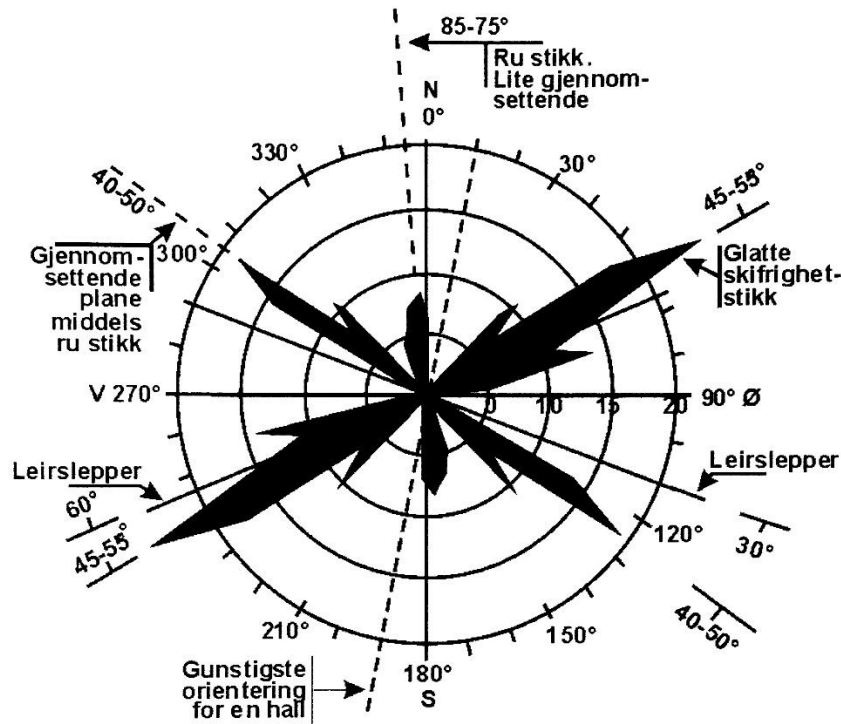
Figur 3.4 Beskrivelse av sprekkenes ruhet med tilhørende verdi for J_r etter Barton og Bandis (1990) i Panthi (2006).

3.1.5.2 Svakhetssoner

Svakhetssoner er storskala diskontinuiteter. Det kan være forkastninger som består av knust bergmasse som følge av tektonisk aktivitet, eller soner med svakere, skifrige bergarter. Felles for begge er at de ofte er grunnvannsførende og derfor kan ha en betydelig negativ effekt på stabiliteten og sikkerheten under driving (Nilsen og Palmstrøm, 2000).

3.1.5.3 Orientering av tunnel

For å oppnå god stabilitet bør fjellhaller og tunneler orienteres etter sprekker og spenninger i bergmassen. Gunstigste orientering i forhold til sprekker kan fremstilles grafisk i en sprekkerose som vist i figur 3.5. Den mest gunstige retningen er når lengdeaksen på tunnelen/fjellhallen danner størst mulig vinkel med steile, glatte sprekker og slepper. Minste vinkel mellom lengdeaksen og sprekkeretninger må ikke være under 25° (Nilsen og Broch, 2012).



Figur 3.5 Orientering av fjellhall/tunnel i forhold til sprekeretning (Nilsen og Broch, 2012).

3.1.6 Forvitring og desintegrasjon

Forvitring er nedbryting av bergmassen og mineraler som følge av ytre faktorer som enten er mekaniske eller kjemiske. Generelt begynner forvitringen i diskontinuiteter i bergmassen. Jo flere sprekker, desto større forvitring kan skje. Forvitring reduserer bergmassens styrke og deformasjonkapasitet, «slaking durability» og friksjonsmotstand, samtidig som permeabiliteten øker (Panthi, 2006).

Desintegrasjon er svekking og nedbryting av bergmasse ved kontakt med luft og vann, og er en type forvitring. Forvitringen intensifieres med gjentatte sykluser av uttørking og fukting (Goodman, 1993). På engelsk benyttes ordet «slaking» for desintegrasjon. Bergartene som er mest utsatt for desintegrasjon er leirholdige bergarter – ikke bare leirsteiner, men også forvitrede vulkanske bergarter og noen sandsteiner (Franklin og Chandra, 1972).

Franklin og Chandra (1972) oppsummerer tre faktorer som påvirker desintegrasjon:

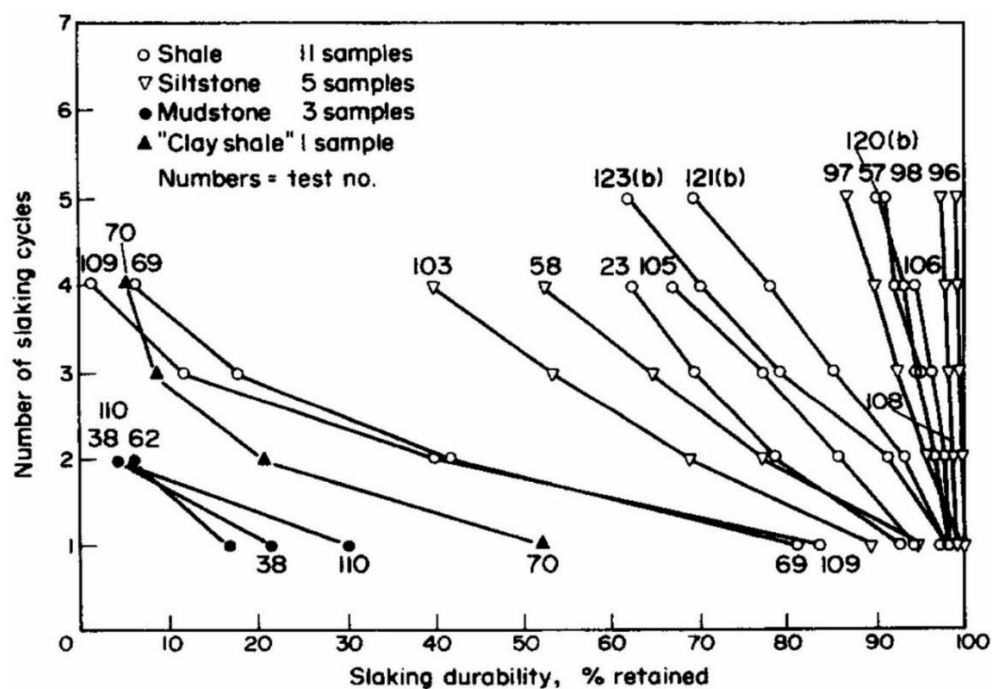
1. Graden av permeabilitet og porøsitet avgjør hvor gode gjennomstrømningsveier det er for vann i bergmassen.
2. Hvordan fluider opptrer i bergmassen – være seg adsorpsjon som medfører at overflateenergien endres, oppløsning av sement, nedbrytning av bindinger eller generering av poretrykk.

- Bergmassens kapasitet til å motstå nedbrytende krefter utenfra, avgjør i hvor stor grad det vil forekomme svelling, desintegrasjon eller svekkelse av bergmassens styrke.

Bergarter som er impermeable, har sterke kornbindinger og ikke er reaktive, vil ha lang varighet og forvitre sakte.

Ionebytte er den dominerende mekanismen bak desintegrasjon, mens den kapillære effekten og spenningsavlastning også virker inn. Den kapillære effekten medfører at radien til vannmenisken omkring korn i bergarten øker, og at de kapillære spenningene i kornkontakten avtar. Vann som trekker inn i bergarten på grunn av kapillære krefter, kan i tillegg fortrenge luft og i begrenset grad bryte opp berget. Spenningsavlastning foregår i overkonsoliderte sedimentære bergarter når intergranulære bånd svekkes eller brytes som følge av gjentakende vannkontakt og tørking (Franklin og Chandra, 1972).

Desintegrasjon kan forutsies gjennom laborietester hvor bergartsprøver vanligvis senkes ned i vann og desintegrasjon og eventuell svelling observeres. Vanlige tester for å bestemme graden av desintegrasjon er «slake durability index test», «slake index» og «jar slake». De siste tiårene har «slake durability index test» vært den mest brukte testen for å vurdere varigheten til leirholdige bergarter (Erguler og Shakoor, 2009). Testen går ut på at en bergartsprøve utsettes for fukting og tørking i to sykluser. Figur 3.6 viser at antall sykluser påvirker «slaking durability».



Figur 3.6 Antall sykluser sett opp mot «slaking durability» i sedimentære bergarter (ISRM, 1979b).

Erguler og Shakoor (2009) påpeker at denne testen kun vurderer desintegrasjon ved å teste sykluser med tørking og fukting, og gjenspeiler således ikke den faktiske situasjonen i felt hvor også fryse-og-tining- og oppvarming-og-nedkjølingsprosesser foregår. Samtidig stilles det kritikk til at prøvene kun omslutes i vann i 10 minutter, som ikke er nok tid til at leirholdige bergarter blir fullt vannmettet, og at dette kun skjer i to sykluser (Erguler og Ulusay, 2009). Taylor (1988) har foreslått en økning til tre sykluser, mens Gokceoglu, Ulusay og Sonmez (2000) har foreslått fire sykluser. Erguler og Ulusay (2009) hevder likevel at en økning i antall sykluser ikke overkommer problemene med at prøvene utsettes for vann i kun 10 minutter av gangen. Resultater fra Erguler (2007) viser at leirholdige bergarter mettes først innen 24-48 timer. «Slake durability index test» er beskrevet nærmere under kapittel 6.1.2.

3.2 Klassifisering av bergmasse

3.2.1 GSI

Geological Strength Index (*GSI*) er et klassifiseringssystem som vurderer kvaliteten til in-situ bergmasse på oppsprekkingsgrad, struktur og sprekkenes karakter. *GSI*-verdien benyttes i Hoek-Brown-kriteriet for å fastsette parameterne m_b , s og a (Nilsen og Broch, 2012). *GSI*-systemet er vist i vedlegg 0.1. En *GSI*-verdi > 75 tilsvarer meget god bergmassekvalitet, mens en verdi ≤ 20 tilsvarer meget dårlig bergmassekvalitet (Marinos og Hoek, 2000). Residualverdien for *GSI* (GSI_r) og tilhørende parametere er gitt av likning 3.6 (Cai *et al.*, 2007). Sammenhengen mellom *GSI* og *RMR* er gitt av likning 3.7 (Hoek, Kaiser og Bawden, 2000).

$$GSI_r = GSI * e^{-0,0134 * GSI} \quad (3.6)$$

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad (3.7)$$

3.2.2 RMR

Bieniawski lanserte i 1973 Rock Mass Rating (*RMR*-systemet) som består av fem parametere:

1. Styrken til intakt berg (enaksiell trykkfasthet eller punktlastindeks)
2. *RQD*-indeksen
3. Sprekkeavstand
4. Sprekkekarakter
5. Grunnvannsforhold

Ut ifra parameterens betydning for stabiliteten, gis en tallverdi. I tillegg vurderes sprekkeretning i forhold til driveretning med en korreksjonsverdi. Tallene summeres opp, og ut i fra verdien,

defineres en bergmasseklasse. $RMR > 81$ tilsvarer veldig god bergmassekvalitet, mens $RMR < 20$ tilsvarer veldig dårlig bergmassekvalitet (Nilsen og Broch, 2012). For hver bergmasseklasse beskrives tilhørende sikringstiltak. Sammenhengen mellom RMR og Q -metoden er gitt av likning 3.8 (Barton, 1995).

$$RMR \approx 15 * \log Q + 50 \quad (3.8)$$

3.2.3 Q-metoden

I 1974 lanserte NGI Q-systemet for klassifisering av bergmasse og anbefalt bergsikring. Sikringsdiagrammet er siden den gang blitt revidert og oppdatert flere ganger. Q-systemet er ment som en retningslinje for sikringsmetoder og basert på empiri. Den er mest presis ved kartlegging av tunneler og bergrom. Det er større usikkerhet knyttet til bruk av metoden ved vurdering av Q-verdi ved feltkartlegging i dagen og kjernelogging. Da vil det i tillegg være parametere som ikke kan fastsettes. De seks parameterne som inngår i Q-verdien, gir til sammen bergmassekvalitet, Q , i likning 3.9 (NGI, 2015a).

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad (3.9)$$

Hvor

RQD – oppsprekkingstall

J_n – antall sprekkesett

J_r – sprekkeflatenes ruhet

J_a – sprekke materialets styrke

J_w – sprekkevannsmengde og -trykk

SRF – bergspenningsfaktor

Hver av parameterne gis en tallverdi ut ifra en tabell. Q-verdien varierer fra eksepsjonelt dårlig berg=0,001 til ekstremt godt berg=1000. Sikringsklasser etter Q-systemet er gitt i vedlegg 0.2.

3.3 Bruddkriterier

3.3.1 Mohr-Coulomb bruddkriterium

Skjærbrudd i en bergart kan beskrives av Mohr-Coulomb bruddkriterium (likning 3.10) hvor τ er skjærspenning, c er bergartens indre kohesjon, σ_n er normalspenning og φ er indre friksjonsvinkel av bergarten (Li, 2015).

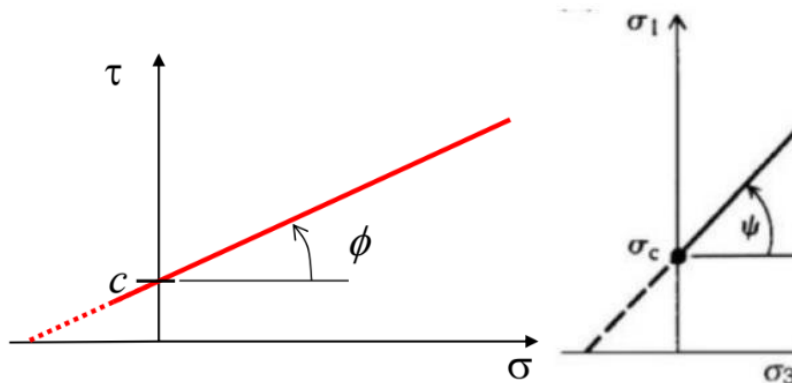
$$\tau = c + \sigma_n * \tan\varphi \quad (3.10)$$

Bruddkriteriet kan også uttrykkes gjennom hovedspenningene σ_1 og σ_3 i likning 3.11, hvor k er gitt av likning 3.12 og σ_c av likning 3.13. ψ er gitt av figur 3.7 høyre.

$$\sigma_1 = k\sigma_3 + \sigma_c \quad (3.11)$$

$$k = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \tan\psi \quad (3.12)$$

$$\sigma_c = 2c\sqrt{k} \quad (3.13)$$



Figur 3.7 Til venstre: grafisk fremstilling av likning 3.6. Til høyre: grafisk fremstilling av likning 3.7. Etter Li (2015).

3.3.2 Hoek-Brown bruddkriterium

Hoek-Brown bruddkriterium er et empirisk bruddkriterium publisert i 1980 basert på resultater fra sprøtt brudd i intakt berg av Hoek og på en studie av oppsprukken bergmasse av Brown (Hoek, 2000). Bruddkriteriet er modifisert flere ganger. Kriteriet er vel anerkjent av ingeniørgeologer og benyttes verden over. Klassifikasjonssystemet RMR ble benyttet til å koble kriteriet til feltobservasjoner. Styrken av intakt bergmasse er uttrykt gjennom største- (σ_1) og minste (σ_3) effektive hovedspenning i likning 3.14 (Hoek, Carranza-Torres og Corkum, 2002). Hvor σ_{ci} er enaksial trykkstyrke (UCS) av intakt berg, og m og s er materialkonstanter. For intakt berg er $s=1$.

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad (3.14)$$

En svakhet ved kriteriet var at bergmasse av dårlig kvalitet ikke ble tatt hensyn til i RMR-systemet. Geological Strength Index (GSI) (beskrevet under kapittel 3.2.1) ble derfor introdusert. Resultatet var et generalisert bruddkriterium for oppsprukken bergmasse i likning 3.15 (Hoek, Carranza-Torres og Corkum, 2002).

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (3.15)$$

Hvor m_b er en reduksjonsfaktor for bergmassen av materialkonstanten m_i for intakt berg gitt i likning 3.16. s og a er konstanter som avhenger av bergmassen. For intakt berg er $s=1$. s er gitt av likning 3.17, og a er gitt av likning 3.18.

$$m_b = m_i * \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (3.16)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (3.17)$$

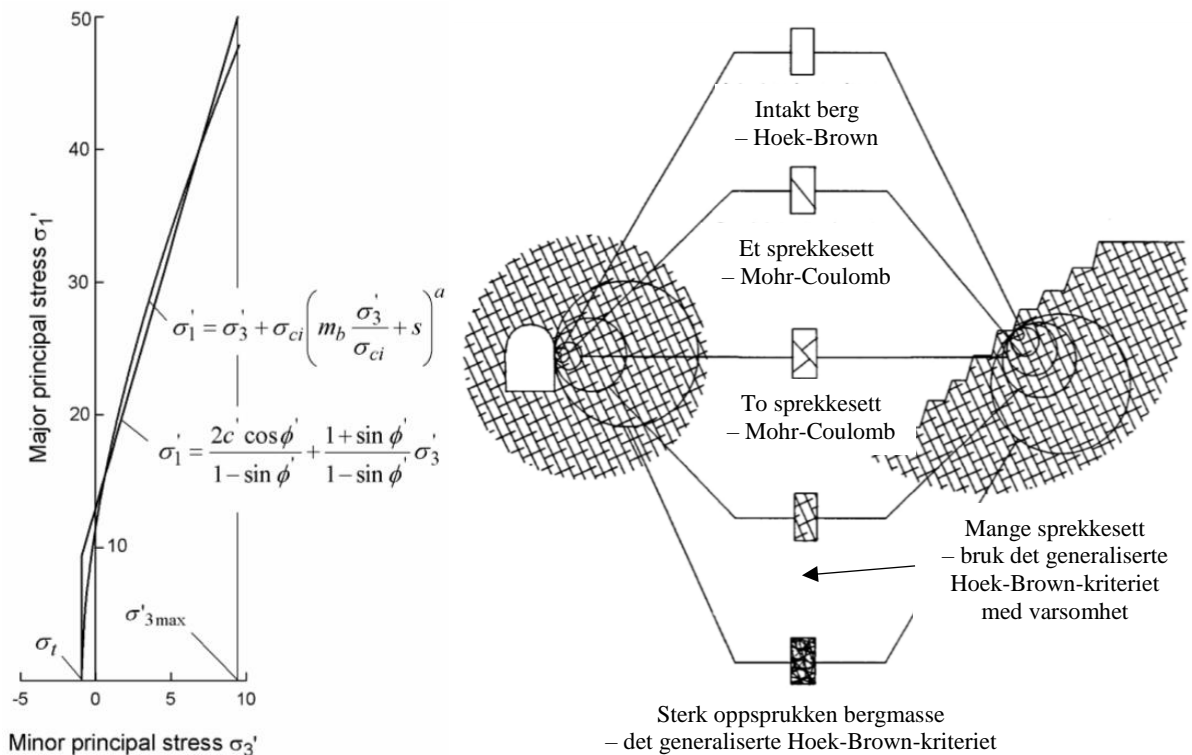
$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (3.18)$$

Forstyrrelsesfaktoren D er avhengig av skade fra sprengning og spenningsavlastning på konturen av tunnelen/bergrommet. D spenner fra 0 til 1, hvor 0 er uforstyrret in-situ bergmasse og 1 er veldig forstyrret bergmasse, se vedlegg 0.9.

Dataprogrammet «RocData» er laget for å løse og plote likningene i Hoek-Brown bruddkriteriet. RocData gir i tillegg en løsning for Mohr-Coulomb-kriteriet (Rocscience, 2018b).

3.3.3 Valg av bruddkriterium

Hoek-Brown-kriteriet er best egnet for isotrop bergmasse med isotrope bruddegenskaper, mens Mohr-Coulomb-kriteriet er egnet for bergmasser med 1-2 gjennomsettende sprekkese (Hoek, 2000). Forholdet mellom bruddkriteriene er gitt i figur 3.8. Figur 3.8 illustrerer hvilket bruddkriterium som skal benyttes i stabilitetsberegninger i en isotrop intakt bergmasse, i en anisotrop bergmasse med en til to sprekkese, og i en isotrop sterkt oppsprukken bergmasse.



Figur 3.8 Sammenligning av Mohr-Coloumb og Hoek-Brown bruddkriterium. Til venstre: Forholdet mellom største og minste hovedspenning for Hoek-Brown og tilsvarende for Mohr-Coloumb (Hoek, Carranza-Torres og Corkum, 2002). Til høyre: Idealisert diagram som illustrerer overgangen fra små prøvestykker og intakt berg til større og mer oppsprukne prøvestykker, oversatt etter Hoek (2000) og Vestad (2014).

3.4 Bergspenninger

Spennings situasjonen i bergmasse er tredimensjonal med de tre hovedspenningene σ_1 , σ_2 og σ_3 . Hovedspenningene står vinkelrett på hverandre og på plan hvor skjærspenningen er lik null. Det er vanlig å benevne disse spenningene som vertikal spenning (σ_z), største horisontale spenning (σ_H) og minste horisontale spenning (σ_h). I uforstyrret bergmasse er hovedspenningene in-situ-spenninger.

3.4.1 Spenningsforhold

Hovedkilden til in-situ-spenninger i bergmasse er gravitasjonsspenninger, topografiske spenninger og tektoniske spenninger. Blant det som er avgjørende for stabilitet i tunneler og bergrom er størrelse og retning på disse spenningene (Panthi, 2006).

Spenninger forårsaket av gravitasjonskraften kalles gravitasjonsspenninger. Forutsatt plan og horisontal terrengoverflate, vil vertikalspenningen (σ_z) kunne beskrives som produktet av tettheten til bergmassen (ρ), tyngdekraften (g) og et gitt dyp under terrengoverflaten (z) i likning 3.20 (Nilsen og Broch, 2012).

$$\sigma_z = \rho * g * z \quad (3.20)$$

Dersom materialet følger elastisitetsteorien, vil horisontalspenningene (σ_x og σ_y) som er forårsaket av gravitasjonskraften, kunne beskrives med tverrkontraksjonskoeffisienten (ν) og vertikalspenningen, se likning 3.21.

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_z \quad (3.21)$$

Horisontalspenningene i bergmassen kan ikke alene beskrives med likning 3.21. Gravitasjonsspenninger er en liten del av de totale horisontale spenningene. Teoretisk er de totale horisontale (σ_h) spenningene summen av gravitasjons- og tektoniske spenninger, se likning 3.22 (Panthi, 2012).

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_z + \sigma_{\text{tektoniske}} \quad (3.22)$$

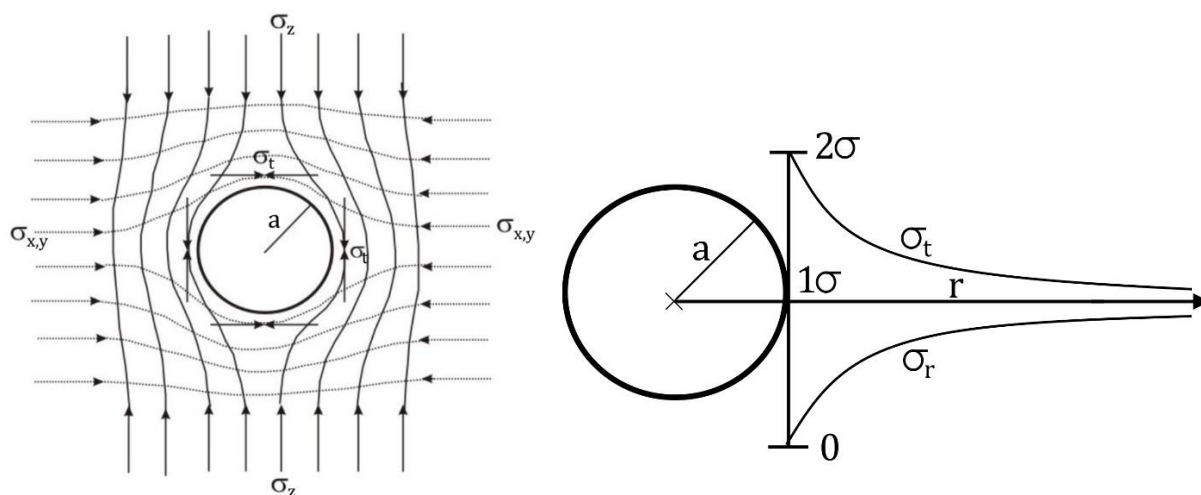
De tektoniske spenningene er avhengig av nåværende og tidligere tektonisk aktivitet i jordskorpen. Spenningene kan utløses gjennom landheving eller jordskjelv (Nilsen og Broch, 2012). Generelt er horisontalspenningen i Norge parallell/normal til strøkretningen til den kaledonske fjellkjeden. I Sør-Norge er horisontalspenningene NØ-SV eller NV-SØ, og i Nord-Norge N-S eller Ø-V. Størrelsen på spenningene er vanligvis lavere i kambrosilurbergarterne i Oslofeltet enn i prekambriske bergarter. Dette skyldes av at kambrosilurbergarter er mindre kompetente og mer oppsprukket. Likevel er høye horisontalspenninger målt i permisk granitt i Oslo-feltet (Myrvang, 1993).

Residualspenninger, eller restspenninger, er såkalte historiske spenninger i bergmassen. Det kan være spenninger som skyldes volumforandring på grunn av temperaturendringer, størkning av bergmassen, eller hurtig avlastning ved rask erosjon (Nilsen og Broch, 2012).

Strukturbetingede spenninger skyldes inhomogeniteter i grunnen. Det kan være vekslende bergartslag som innehar ulike bergmekaniske egenskaper. I tillegg kan det være spenningsendring ved overgang fra hardt berg til svakhetssoner med leirholdig materiale (Nilsen og Broch, 2012).

3.4.2 Fordeling av spenninger rundt en sirkulær åpning

Når det åpnes et bergrom i undergrunnen forstyrres in-situ-spenningene. Spenningene ($\sigma_{x,y,z}$) rundt bergrommet kan redistribueres som vist i figur 3.9 (Panthi, 2006). Spenningene som opptrer langs konturen defineres som radielle spenninger og tangentielle spenninger (σ_t), hvor de radielle står vinkelrett på konturen, mens de tangentielle er parallele konturen.



Figur 3.9 Spenningsfordeling rundt et sirkulært tverrsnitt. Til venstre: redistribuering av spenninger rundt en sirkulær åpning med radius a i undergrunnen. Modifisert etter Panthi (2006). Til høyre: størrelse på tangential- og radielle spenninger, modifisert etter Nilsen og Broch (2012). Bergtrykksproblemer i et bergrom kan skyldes bergmassens manglende evne til å ta opp de radielle- og tangentielle spenningene (Nilsen og Broch, 2012).

Forutsatt et homogent, isotropt og elastisk materiale med isostatisk spenninger ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), kan de radielle (σ_r) og tangentielle (σ_t) spenningene i et snitt vinkelrett den sylindriske tunnelen (med radius r) beskrives av likning 3.23 og 3.24 (Nilsen og Palmstrøm, 2000):

$$\sigma_r = \sigma \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) \quad (3.23)$$

$$\sigma_t = \sigma \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \quad (3.24)$$

Tangentialspenningene vil være ved maksimum ved konturen og avta med økende avstand fra konturen, som vist i figur 3.9. I betraktningene som er gjort her, er det tatt utgangspunkt i at bergmassens ikke endrer egenskaper mot overflaten. Dette kan gjelde i stor grad for tunneler boret med TBM. For tunneler og bergrom med sprengt profil, vil bergmassen nær konturen være tett oppsprukket og bergmassen vil derfor ikke ta opp tangentialspenningene på samme måte som i intakt berg. Tangentialspenningene vil derfor være ved maksimum et stykke fra konturen (Nilsen og Broch, 2012).

Tverrsnittet en TBM etterlater kan betraktes som et sirkulært profil med tilnærmet uforstyrret bergmasse nær konturen som illustrert i figur 3.9.

De minste tangentialspenningene opptrer i tunnelperiferien i samme retning som de minste hovedspenningene. Blir spenningene små nok (negative), kan det oppstå strekkspenninger. De største tangentialspenningene vil opptre i samme retning som største hovedspenning tangerer

periferien. Det skapes et trykkområde. Dersom spenningene overgår bergmassens strekk- eller trykkstyrke, vil det oppstå brudd (Nilsen og Palmstrøm, 2000; Nilsen og Broch, 2012).

3.4.3 Brudd i strekkområdet

Bergmassens strekkstyrke er vanligvis lav. Dersom bergmassen er oppsprukket, eller radielle riss er dannet fra sprengning, skal det lite strekkspenninger til før det oppstår brudd. Radielle strekkbrudd er vanligvis ikke av alvorlig karakter for stabiliteten. Dersom oppsprekkingen i bergmassen er tangentielt periferien i heng, kan blokker likevel falle ut på grunn av sin egen tyngde. De radielle rissene vil også kunne åpne veier for lekkasje (Nilsen og Broch, 2012).

3.4.4 Brudd i trykkområdet

Når de tangentielle trykkspenningene blir høye nok, initieres det strekkbrudd tangentielt med periferien. Bruddene kan høres som små knepp eller smell, avhengig av hvor store trykkspenninger det er og hvor store sprekker som dannes. Dette omtales som sprakeberg (Nilsen og Palmstrøm, 2000).

Ved midlere spenninger vil det dannes såkalt bomberg. Når en slår med hammer på berget vil det høres en hul lyd, til forskjell fra intakt bergmasse som gir en klink lyd. Den bome lyden kommer av innenforliggende riss og sprekker som dannes av de midlere spenningene. Ved høyere spenninger vil flak av bergmassen skalle av. Og ved enda høyere spenninger vil flakene slynges ut fra periferien i høy hastighet. Dette omtales som bergslag (Nilsen og Broch, 2012).

Hvordan bergtrykket fremkommer i bergrommet er avhengig av bergartenes elastiske egenskaper, anisotropi og oppsprekking. I tillegg er strekkfastheten til bergartene betydelig for om det utvikles sprakeberg eller bergslag. Lav strekkfasthet og lave spenninger gir som oftest sprakeberg, mens høy strekkfasthet krever høye spenninger for at berget skal slynges ut (Nilsen og Palmstrøm, 2000). Bergarter med anisotrope styrkeegenskaper som er skifrige og folierte, vil ofte danne bruddplan langs skifriheten. Om skifriheten er tangentielt med periferien, kan bergflak løsne selv ved lave spenninger. Kritisk er det om skifriheten er vannrett og det er høye horisontale spenninger. Det samme gjelder dersom bergmassen er oppsprukket og har sprekkeplan parallell periferien (Nilsen og Broch, 2012).

For plastiske bergarter med lav E-modul, vil høye spenninger føre til skvisning som omtalt under kapittel 3.5.

3.5 Svelling av bergmasse

Når et materiales volum øker som følge av absorpsjon av vann, sveller materialet. Svelling må ikke forveksles med skvising. Der hvor svelling er tidsavhengig volumutvidelse av bergmassen som fører til innadvendte deformasjoner av bergrom – som oftest hiv av såle, har skviseberg plastiske egenskaper som ved tilstrekkelige bergtrykk kan medføre store deformasjoner av heng, vegg og såle slik at disse presses innover og dermed gjør bergrommet mindre (Anagnostou, 2007).

For at en bergart skal svelle er det avhengig av et innhold av svellende mineraler som leirmineraler og i noen tilfeller anhydritt (Anagnostou, 1993). Vanlige bergarter som er erfart svellende i tunneler er sedimentære bergarter med leirinnhold, leirskifre, kalksteiner og anhydrittiske skifre. For tunneler i leirskifre med moderat til lavt svelletrykk observeres det ofte hiv i såle. Mer ekstreme tilfeller med svelling er erfart i bergarter fra Jura og Trias i Jurafjellene i det østre Frankrike, det sørvestre Tyskland og det nordvestre Sveits, hvor det har vært ekstremt hiv og knusning av såle (Steiner, 1993).

Svelling av bergarter kan foregå med flere 100 millimeter volumutvidelse av bergmassen inn i tunnelen over kort tid, eller over lengre tid med bare noen millimeter i året. Derfor kan svelling med tiden forårsake skade på bergsikring og andre konstruksjoner i tunneler og bergrom (Einstein, 1996). Av den grunn må bergsikring tilpasses til å tåle svelletrykk. Sprøytebetong er ikke særlig egnet da den slutter tett om berget og ikke gir rom for deformasjon. Plasstøpt betong gir mulighet for deformasjon og vil derfor utsettes for lavere svelletrykk (Nilsen og Broch, 2012).

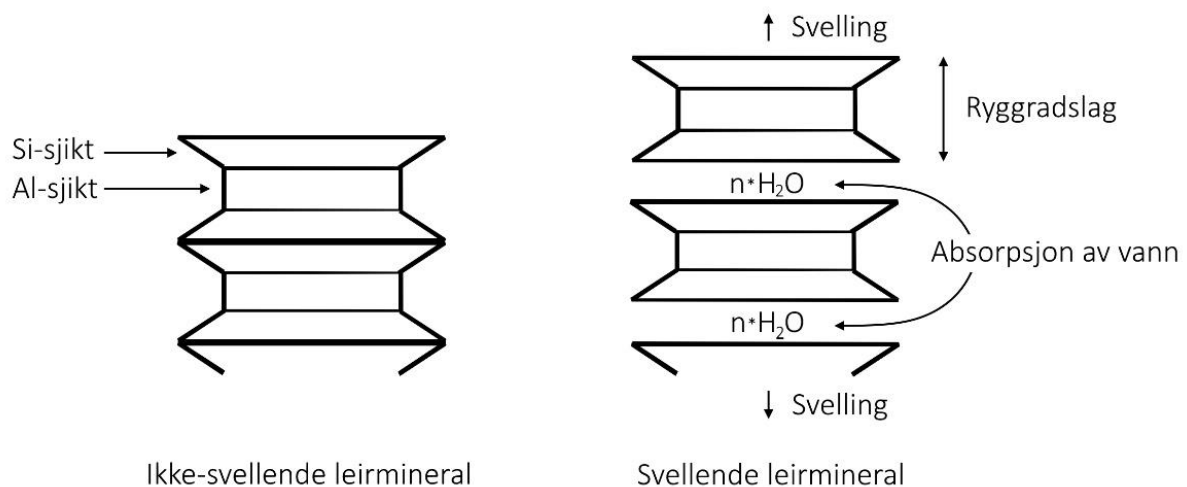
Mange av problemene med svelling i tunneler og bergrom finnes i svakhetssoner og knusningssoner hvor det er svellende mineraler. Da tales det ikke om svellende bergarter, men om sleppematerialer. Nilsen og Broch (2012) nevner fire typiske bestanddeler i sleppematerialer:

- Inaktive mineraler (såkalt steinmel)
- Mineraler som i våt tilstand har spesielt lav indre friksjon (kloritt, talk osv.)
- Mineraler som kan løses opp (karbonater)
- Leirmineraler med svelleegenskaper

Det er leirmineralene med svelleegenskaper som vanligvis forårsaker stabilitetsproblemer. Kaolinit, illitt og smektitt er blant de viktigste leirmineralene. Vanligvis er det smektitt som

forårsaker svelling i leirer. Smektitt, som ofte omtales som «svelleleire», inneholder de sekundært dannede mineralene montmorillonitt, vermiculitt og mineraler med blandede sjiktlag. Disse mineralene skiller seg fra andre sjiktmineraler ved at de sveller ved opptak av vann (Selmer og Palmstrom, 1989). Under skandinaviske forhold dannes svellende mineraler ved omdanning av sideberg og nedknust materiale som inneholder feltspat, eller ved hydrotermal tilførsel og avsetning. Montmorillonitt er produktet av hydrolysering av plagioklas-feltspat (Nilsen og Broch, 2012).

Leirmineraler omtales som sjiktsilikater ettersom de er bygd opp av Al-sjikt og Si-sjikt. Selve leirminerkornet består av to til tre sjikt satt sammen til såkalte ryggradslag som er stablet oppå hverandre, se figur 3.10. Bindingene mellom ryggradslagene er relativt sett svake, men ulike sammensetninger av ryggradslagene kan gi varierende styrke på bindingene. Jo svakere binding, desto mer sveller mineralet (Brattli, 2015). Montmorillonitt har så svake bindinger mellom ryggradslagene at flere vannmolekyler og uorganiske kationer kan trenge inn mellom lagene. Dette mineralet sveller først med hydratisering, etterfulgt av osmotisk svelling. (Nilsen og Broch, 2012).



Figur 3.10 Oppbygging av ikke-svellende og svellende leirmineraler, modifisert etter Selmer og Palmstrøm (1989) og Nilsen og Broch (2012).

De underliggende mekanismene for svelling i løsmasse og bergmasse kan beskrives som følger av punkt 1., 2. og 3.:

1. **Mekanisk svelling** foregår vanligvis i leirer, leirig silt og siltig leire, og i bergarter med tilsvarende mineralinnhold. Det kan beskrives som en invers konsolidering av løsmasse (Einstein, 1996).

2. **Hydratisering av ioner** skjer ved at ioner i væske omgis av en sky av vannmolekyler – vannmolekylene adsorberes på leirpartikkelens overflate. Bindingene mellom ionet og vannmolekylene er svake elektrostatiske krefter (Brattli, 2015). Det er en avtagende konsentrasjon av adsorberte vannmolekyler i økende avstand fra ionet/leirpartikkelen, og dermed en overgang fra sterkt bundet vann til fritt porevann (Nilsen og Broch, 2012).
3. **Osmotisk svelling** følger osmoseteori fra kjemien hvor vann strømmer mot den høyeste konsentrasjonen av ioner for å danne likevekt. Mellom ryggradslagene er det en høyere konsentrasjon av ioner enn i porevannet, og vann vil derfor trekkes inn mellom lagene. Hvor stor grad av svelling som foregår, er avhengig av tilgjengelig porevann, avstand mellom ryggradslag, og valens og konsentrasjon av ioner (Nilsen og Broch, 2012).

De potensielle svellende egenskapene til løsmasser og bergarter kan bestemmes med ulike laboratorieundersøkelser. De mineralogiske egenskapene kan finnes ved DTA-analyse og XRD-analyse. Deformasjonsegenskapene til materialet har nær sammenheng med de plastiske egenskapene, og kan fastsettes ved måling av utrullings- og flytegrense. Svelling og svelletrykk måles direkte gjennom henholdsvis fri svelling-test og svelletrykksmålinger. For at de potensielle svellende egenskapene skal mobiliseres er det avhengig av at ytre betingelser som vanntilførsel er til stede. Også komprimeringsgrad og bindinger mellom korn er avgjørende (Nilsen og Broch, 2012).

3.5.1 Svelling i alunskifer

Alunskifer er en sedimentær bergart fra sen kambrium og tidlig ordovicium. Det er en type svartskifer med høyt innhold av organisk materiale og tungmetaller som sulfat og uran. Den inneholder i tillegg mineralene kvarts, illit (glimmer), feltspat, karbonat og kismineraler (Løken, 2007). Alunskiferen er finkornet og har distinkt foliasjon og skistositet. Svelling i alunskifer kan sammenlignes med svelling i andre sedimenter – skiferen utvides ved tilførsel av vann og krymper når den tørker ut (NFF, 2002). Alunskiferen kan svulle opptil 2-3 ganger opprinnelig størrelse (NGI, 2015b). Det er ikke de kjente svellemineralene som forårsaker svelling i alunskifer, det er trolig oksidering av sulfider og biproduktet gips. Svelling i alunskifer er vist i figur 3.11.

Det er en generell misoppfatning av at alunskiferen er pottetett. Sprekkesett i skiferen er transportårer for oksygen og vann (Endre, 2016). Når det etableres endringer i grunnen med tunneler og bergrom vil det over tid skapes et vannsig gjennom alunskiferen.



Figur 3.11 Svelling av alunskifer. Gule utfellinger er Fe₂(SO₄)₂ (kopiatitt eller jarositt). Modifisert etter NGI (2015b).

Ved grunnvannssenkning vil alunskiferen få tilgang på oksygen, og kjemiske prosesser vil finne sted. Sulfider oksideres til sulfater, samtidig som skiferen tørker ut. Disse kjemiske prosessene endrer strukturen i alunskiferen slik at det ved ny tilførsel av vann vil skje en tilnærmet momentan svelling. Vannet som renner gjennom skiferen vil få en sur vannkjemi og kan bryte ned betong og stål (Dammyr, 2017b). Ny tilførsel av vann kan skyldes at grunnvannet stiger, endrete drenasjeforhold i grunnen eller brudd på vannledninger. Det antas at grunnvannssenkning på noen uker ikke vil være av liten betydning, men dersom det varer opptil et år vil det kunne få konsekvenser som beskrevet ovenfor (NFF, 2002).

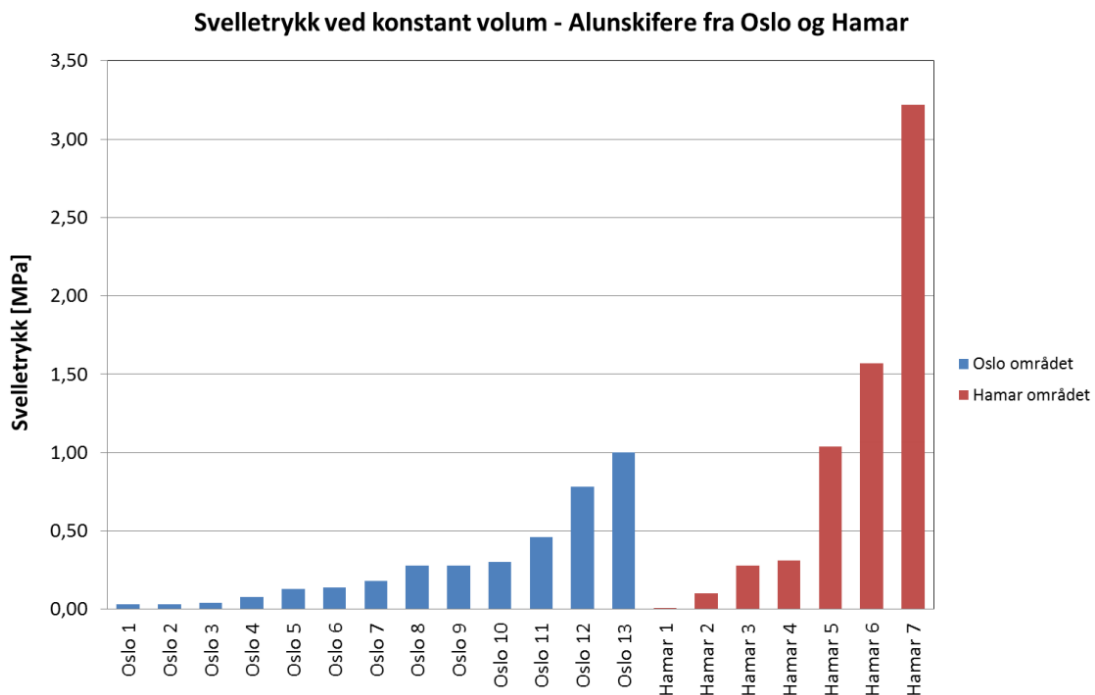
Alunskiferen kan også desintegreres og brytes ned ved tilførsel av oksygenrikt vann. Da vil nedbrytningen foregå over flere tiår og en langsom svelling som skyldes oksidering av sulfidmineraler vil forårsake jernsvelling (NFF, 2002).

Tunnelanlegg kan bidra til begge typer svelling ved å senke grunnvannspeilet temporært, eller at strømningsgradienten endres slik at mer oksygenrikt vann tilføres. For begge typer svelling vil volumutvidelsen foregå normalt på skifrihetsplanet og svelletrykket kan nå opp til 1,5-2,0 MPa (NFF, 2002; NGI, 2015b). Slik svelling kan føre til skade på bygg ved at kjellergulv heves og at vegger buer ut, se figur 3.12.



Figur 3.12 Skader som følge av svelling i alunskifer. Vegg presses ut på grunn av svelletrykket (røde piler). Huset er fundamentert direkte på alunskifer og vegg er på vei til å rase ut (gult rektangel). Etter NGI (2015b).

Det er registrert svelletrykk fra 0,01 til 3,22 MPa på diskere av intakt bergartsmateriale fra Oslo og Hamar (Dahl, Hagen og Holmøy, 2013). Fra Oslo er høyeste målte svelletrykk i lab 1 MPa, se figur 3.13.



Figur 3.13 Maksimalt registrert svelletrykk for preparerte diskere av intakt alunskifer fra Oslo og Hamar (Dahl, Hagen og Holmøy, 2013).

3.6 Borbarhet

For tunneler som drives med konvensjonell boring og sprengning bores kun 2-10 % av tverrsnittet. Fullprofilboring med tunnelboremaskin borer hele tverrsnittet og denne metoden er derfor svært avhengig av borbarheten til bergmassen. Med borbarhet menes det hvor «lett» bergartene brytes opp og knuses under boring (Bruland, 2013). Faktorer som påvirker borbarheten er mineralinnhold, sammenkitting og intergranulære kornbindinger, og oppsprekking. Av mineraler med signifikant betydning for å redusere borbarheten, er kvarts. Det er eksempler på tilfeller hvor kvarts har forårsaket en økning på tunnelkostnadene med over 30 % (Nilsen og Broch, 2012). Bergarter med løse intergranulære kornbindinger er lettere å bore i enn bergarter hvor kornene er kittet sammen. Generelt øker graden av oppsprekking borbarheten til bergmassen. Med oppsprekking menes stikk, riss, og større sprekkesett i bergmassen. Orientering av sprekker kan virke negativt inn dersom for eksempel skifriheten til en bergart står vinkelrett på boreretningen (Bruland, 2013).

Borbarhet bestemmes ut ifra parameterne borsynkindexen («Drilling Rate Index», DRI) og kutterlevetidsindexen («Cutter Life Index», CLI). DRI er et mål for hvor mye boret trenger inn i bergmassen og beregnes ut ifra S_{20} og SJ-verdien i et korrelasjonsdiagram (se kapittel 6.1.10). CLI uttrykker hvor lenge kutterne kan bore før de må byttes ut, og bestemmes ut i fra SJ-verdien og slitasjeverdi for stålkuttere (AVS) (Dahl, 2003). Tabell 3.2 viser klassifiseringen av DRI og CLI og tabell 3.3 viser erfarte verdier for disse parameterne for bergarter i Oslo-området.

Tabell 3.2 Kategorisering av verdier for borbarhetsparametre, etter Bruland (1998) og Dahl (2003).

Kategori	DRI	BWI	CLI
Ekstremt lav	–25	–10	< 5
Veldig lav	26–32	11–20	5,0–5,9
Lav	33–42	21–30	6,0–7,0
Medium	43–57	31–44	8,0–14,9
Høy	58–69	45–55	15,0–34
Veldig høy	70–82	56–69	35–74
Ekstremt høy	82–	70–	≥75

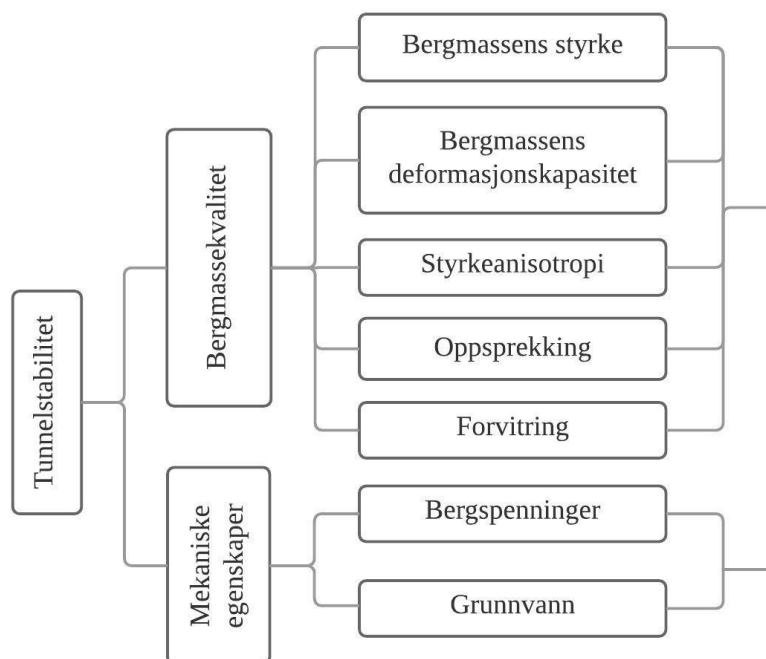
Tabell 3.3 Tidligere erfaringer fra egenskapene til ulike bergarter i Oslofeltet, etter SINTEF (2006).

Bergart	DRI	BWI	CLI	UCS
Leirskifer/leirstein	42–85	7–32	44–197	25–119
Sandstein	58	34	6	130
Kalkstein	43–58	10–21	69–136	40–91
Diabas	28–39	7–39	16–138	66–178
Mænaitt	32–54	16–52	105–110	–
Syenittporfyr	36–52	15–34	10	125–183

3.7 Spenning- og stabilitetsproblematikk i TBM-tunneler

Stabiliteten til tunneler og bergrom er styrt av bergmassekvaliteten og mekaniske prosesser som påvirker bergmassen, som illustrert i figur 3.14. Bergmassekvaliteten er avhengig av bergmassens styrke og måten den deformeres på, styrkeanisotropi, sprekker og svakhetssoner, og forvitring. De mekaniske prosessene skyldes spenninger og grunnvann.

Dersom flere små stabilitetsproblemer oppstår samtidig, kan de til sammen utgjøre større problemer. I ekstreme tilfeller kan TBMen begravnes som følge av kollaps av bergmassen i svakhetssoner, bergslag, høye spenninger eller skviseberg (Barla og Pelizza, 2000; Barton, 2000; Zhao og Gong, 2006; Gong *et al.*, 2016). Hvor vidt de geologiske forholdene begrenser TBMen er avhengig av hvilke grunnforhold TBMen var designet til å operere i (Peila og Pelizza, 2009).



Figur 3.14 Faktorer som påvirker stabiliteten til bergrom og tunneler, oversatt etter Panthi (2006).

De følgende stabilitetsproblemene for TBM kan i ulik grad begrense tunneldrift ved å forårsake ødeleggelser på TBM, risiko for arbeidere, redusert inndrift, driftsstans og økte kostnader:

- Mixed face-forhold
- Svakhetssoner, forkastninger og oppsprekking
- Høyt vanntrykk og innlekkasje
- Ustabile vegger
- Ustabil stuff
- Svak bergmasse
- Høye spenninger
- Svelling
- Lav overdekning

3.7.1 Mixed face-forhold

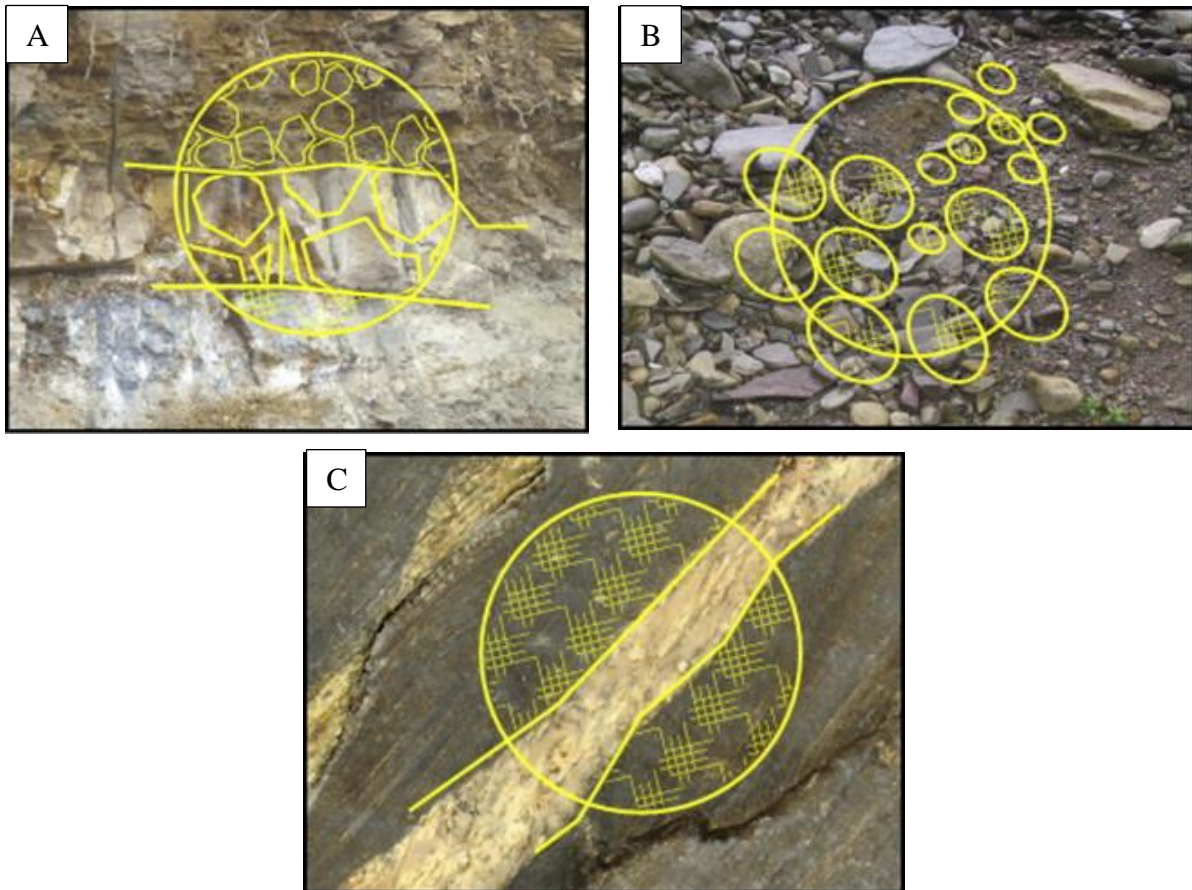
Utvikling i bruk av undergrunnen verden over har ført til at tunneler prosjekteres der det er plass, og ikke der det er best grunnforhold (Tóth, Gong og Zhao, 2013). Derfor blir det boret tunneler i «mixed face»-forhold.

Noen entydig definisjon på «*mixed face*»-forhold forekommer ikke, men industrien har definert det som at ratioen mellom det svakeste og sterkeste materialet på stuff er 1/10 UCS. Da denne definisjonen er meget forenklet har Tóth, Gong og Zhao (2013) foreslått en annen definisjon:

«Mixed face-forhold er grunnforhold hvor det samtidig er tilstede to eller flere geologiske materialer på stuff med signifikante forskjeller i materialparametere som betydelig påvirker, (a) inndriftsraten av TBMen, eller (b) operative parametere av TBMen eller (c) bergsikringssystemet som installeres bak TBMen.»

«*Mixed face*»-forhold på stuff har i flere prosjekter ført til ujevn last på kutterne som har gitt skader på borhodet (Klados, 1998). Moment, matekraft og rotasjonshastighet på TBMen må reduseres i slike tilfeller for å kunne passere disse sonene. Konsekvensene blir at inndriften reduseres betydelig og at kostnadene øker (Tóth, Gong og Zhao, 2013). I andre tilfeller (Babendererde *et al.*, 2006; Zhao, Gong og Eisensten, 2007) har problemer med varierende behov for støttettrykk på stuff, kombinert med innlekkasjer, setninger, ujevn kraftdistribusjon på borhodet og omfattende kutterslitasje ført til forsinkelser i prosjekter.

Tóth, Gong og Zhao (2013) og Gong *et al.* (2016) nevner tre typiske «*mixed face*»-forhold, som vist i figur 3.15:



Figur 3.15 Tre ulike «mixed face»-forhold på stuff (Tóth, Gong og Zhao, 2013) A: Overgang mellom berg og løsmasse. B: Løsmassematriks med steinblokker. C: Lagdelt bergmasse.

- A. **Overgang mellom berg og løsmasse** er blant de vanligste «*mixed face*»-forholdene det bygges tunneler i. Forholdene karakteriseres av at transporterte løsmasser, eller forvitret materiale, ligger over berg (Tóth, Gong og Zhao, 2013). Problemene med denne typen forhold er ujevne vibrasjoner på TBMen, belastninger på borhodet og ujevn distribusjon av matekraften på stuff. Typisk er det stor slitasje på kuttere, spesielt i overgangen mellom hardt berg og mykere løsmasse. Det er denne overgangen som gir uønskede vibrasjoner i TBMen (Zhao og Gong, 2006).
- B. **Løsmassematriks med steinblokker** inkluderer rullesteiner, sfærisk forvitrede steiner og steinblokker i størrelsesorden cm til meter i en mykere matriks av elveavsetninger eller helt forvitret bergmasse. Disse forholdene forekommer stort sett i tropiske strøk. Problemene med tunnelboring i slike forhold oppstår fordi steinblokkene beveger seg relativt fritt i matriksen. Dette medfører ødeleggelser på kuttere og kutterhodet, samt blokkering av kutterhodet, og ustabile forhold på stuff. Noe av problemet kan løses ved bruk av slurry TBM med installert steinknuser bak borhodet (Tóth, Gong og Zhao, 2013).

C. **Lagdelt bergmasse** er typisk sedimentære formasjoner med lag som har ulike bergmekaniske egenskaper. Det kan også være harde intrusjoner i en homogen bergmasse, eller forkastninger og andre svakhetssoner som gjennomsetter bergmassen (Tóth, Gong og Zhao, 2013).

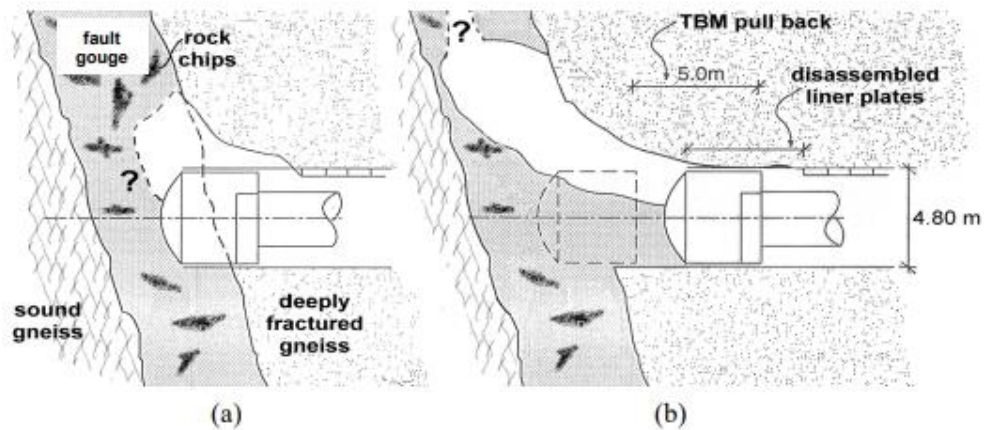
Kombinasjonsmaskiner kan være godt egnet til å håndtere «mixed face»-forhold på stuff. Forskjellige typer kuttere kan installeres på borhodet for å ha best mulig tilpasning til bergmassen

3.7.2 Svakhetssoner, forkastninger og oppsprekking

Introduksjon til sprekker og svakhetssoner er beskrevet under kapittel 3.1.5.

I sprengte tunneler induseres sprekker og riss, og eksisterende sprekker åpnes. Ustabile blokker vil falle ut eller fjernes med rensk. I TBM-tunneler, vil ikke sprekker åpnes slik som for sprengte tunneler og ustabile blokker og mindre svakhetssoner kan overses. Blokker kan falle ut bak borhodet eller skjold, og dermed skade TBMen og arbeidere. Også etter at det har gått lang tid kan slike blokker falle ut (Barton, 2000). Samtidig vanskeliggjøres klassifisering av bergmassen med hensyn på sprekker ettersom disse ikke er særlig synlige i den konturen TBMen etterlater. Heller ikke overmasse forekommer i like stor grad for tunneler boret med TBM til forskjell fra sprengt profil.

Uavhengig av drivemetode, vil svakhetssoner redusere inndriftsraten. Konsekvensene kan være kollaps av stuff, vegger og heng, blokkering av TBM, skader på kutterverktøy og borhodet, og risiko for arbeidere. Selv om svakhetssonen er avdekket på forhånd, kan den komme overraskende på dersom det ikke er noen varsler under driving, eller at alvorlighetsgraden av svakhetssonen er undervurdert (Barla og Pelizza, 2000). Se figur 3.16 for feilaktig forsering av svakhetszone. Boring og sprengning som drivemetode er mer fleksible til variasjoner i bergmassens kvalitet.



TBM blocking: the TBM operator tries to "empty the fault":

- the cutting wheel is turning;
- the machine is stopped;
- a large block of gneiss enters the gap behind the cutting wheel and jams it.

Tunnel Collapse:

- the TBM is pulled back to remove the gneiss block;
- the TBM starts and a first collapse occurs;
- fast ground injections (chemical) are carried out;
- the TBM restarts and a second collapse occurs with a large water inrush;
- the TBM is permanently stopped.

Figur 3.16 Feilaktig forsering av svakhetszone som førte til blokkering av TBM og driftsstans (Barla og Pelizza, 2000). Ut ifra undersøkelser som er gjort i forkant av tunnelboringen, vil det foreligge en geologisk tolkning av hvilke grunnforhold TBMen skal bore gjennom. Før en forventet svakhetszone kan det utføres sonderboringer for å avdekke de geologiske forholdene som er foran TBMen.

På bakgrunn av sonderboringene kan maskinelle innstillinger reguleres for å takle grunnforholdene som er i vente. Likevel hender det at prosedyrene som gjennomføres kan føre til at svakhetssonen tømmes over TBMen, eller at det er uenigheter mellom arbeiderne på hva som bør gjøres (Barla og Pelizza, 2000).

Dersom svakhetssonen er vannførende kan drenering av sonene senke grunnvannsspeilet og på sikt resultere i svelling av alunskifer, som beskrevet under kapittel 3.5.1. Svellende bergarter kan skape så stort svelletrykk at bergmassen går til brudd.

3.7.3 Høyt vanntrykk og innlekkasje

Store og plutselige innlekkasjer av vann i tunnelen er ikke ønskelig. Det er kritisk dersom innlekkasjen overgår tunnelens naturlige evakueringskapasitet eller kapasiteten til vannpumpeanlegget. I slike tilfeller kan stuff kollapse og danne store hulrom. Vannstrømmen kan vaske ut finmateriale i løsmassene eller i sprekker. Dersom disse forholdene er uvarslet og TBMen ikke er designet for å håndtere store innlekkasjer, kan situasjonen bli kritisk. Forsinkelser og nedetid må påberegnes, kostnadene øker og sikkerheten til arbeiderne settes i fare (Peila og Pelizza, 2009).

Store innlekkasjer av vann kan senke grunnvannsspeilet, og på sikt føre til setninger og drenering av elver og innsjøer (Peila og Pelizza, 2009). Setninger er resultatet av drenering av løsmasser med redusering av poretrykk og effektivspenninger slik at løsmassene komprimeres. I lavpermeable løsmasser som marine leirer, kan denne prosessen ta flere tiår (Dammyr, 2017b). Konsekvensene er skade på bebyggelse og infrastruktur både over og under bakken, sprekker i asfalt, forsenkninger, forflytning av brostein, oppsprekking i grunnmur og forflytning av trikkeskinner (Nikolaisen, 2014). Romeriksporten er en jernbanetunnel på Gardermobanen mellom Oslo og Lillestrøm bygget med D&B. Tunnelen forserer flere forkastninger og svakhetssoner, og i 1997 ble det store lekkasjer inn i tunnelen. Puttjern (to tjern i Oslo Østmark) ble nesten tømt for vann. Samtidig ble det registrert store setninger i bebyggelse på Hellerud (Kværner og Snilsberg, 2008). Denne hendelsen viser hvordan drenering kan påvirke det ytre miljøet.

Tetting av bergmassen med forinjeksjoner er i mange prosjekter utført med suksess. Høyt hydrostatisk trykk kan vanskeliggjøre tetting med forinjeksjoner ved at det injiserte materialet vaskes ut. I slike tilfeller er det også problematisk å påføre vanntett «lining» (Bruland, 2013).

Ettersom TBM etterlater en jevnere kontur og heller ikke åpner sprekker i bergmassen, vil innlekkasje i TBM-tunneler være mindre enn for konvensjonell boring og sprenging (Bruland, 2013).

3.7.4 Ustabile vegger

I alvorlige tilfeller kan ustabile vegger redusere inndriften til 1-2 m om dagen, eller driftsstans. Barla og Pelizza (2000) og Peila og Pelizza (2009) diskuterer at konsekvensene av slike forhold er avhengig av:

- Bakenforliggende årsaker til ustabile vegger – størrelse og type
- Hvilken TBM som benyttes (spesielt om det er enkle eller doble systemer med grippere)
- Designet og karakteristikken til TBMen
- Tunneldiameter
- Systemet for bergsikring og type bergsikring

Ustabile vegger er et stabilitetsproblem for åpen TBM når det oppstår like bak kutterhodet før sikring er installert. Det vanskeliggjør også korrekt plassering av gripperne. For at en åpen TBM skal takle ustabile vegger er det avhengig av (i) at stabilisering av veggene foregår umiddelbart

etter utgraving. Problemet er at sikringen ofte tar lang tid, spesielt med sprøytebetong, og at sikringen dermed ikke er tilstrekkelig, (ii) forinjeksjoner på stuff ved lavt trykk, (iii) sikring foran TBMen med bolter i paraplyformasjon, (iv) konvensjonell boring og sprengning (Peila og Pelizza, 2009).

Enkel og dobbelskjold TBM kan installere betongelementer under beskyttelse av skjoldet og er derfor ikke like sensitive til ustabile vegger. Maskinene skaper framdrift ved å dytte fra i betongelementene. Spesielt i større tunneler med diameter fra 6 m og oppover vil disse maskinene være fordelaktige.

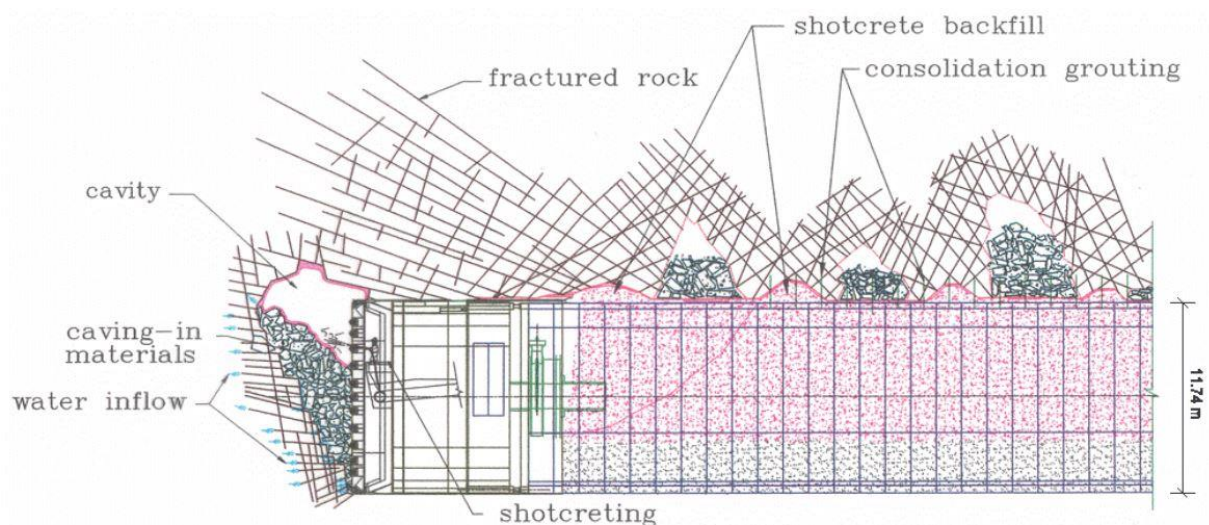
Ustabile vegger og heng kan vanskeliggjøre etterfylling av betong mellom konturen og betongelementene (Peila og Pelizza, 2009).

3.7.5 Ustabil stuff

Stabilitetsproblemer på stuff kan skyldes svært forvitret eller oppsprukket bergmasse, løsmasser, dyprenner fylt med løsmasser, se figur 3.17. Massene raser ut til de oppnår likevekt ved friksjonsvinkelen til materialet. Inndriften kan hindres som følge av to ting ifølge Barla og Pelizza (2000):

- Blokkering av kutterhodet: akkumulert utgravd materiale hindrer rotasjon.
- Overmasse foran TBM kan gi store hulrom og utrasing av materiale. Situasjonen må håndteres før den eskalerer til en ukontrollerbar situasjon.

Denne situasjonen påvirker både åpne- og skjold-TBMer (Barla og Pelizza, 2000).



Figur 3.17 Eksempel på ustabil stuff (Barla og Pelizza, 2000).

Ulike systemer for å sikre en stabil stoff er utviklet for å unngå kollaps av bergmassen. I løsmasser er *Earth Pressure Balance (EPB) TBM* og *slurry TBM* designet slik at stoff stabiliseres.

Ras over borhodet kan skade kutterverktøy og resten av TBMen. Maskinen må graves ut og repareres (Gong *et al.*, 2016). Blokkering av kutterhodet kan løses ved å bygge en adkomsttunnel for å grave det ut, eller å etablere en sjakt over kutterhodet til overflaten slik som i Bangalore Metro i India (Kenyon, 2016). Det kan også utføres tilbakefylling og injeksjoner foran kutterhodet for å stabilisere massene (Barla og Pelizza, 2000).

3.7.6 Svak bergmasse

I svak bergmasse kan gripper-TBM miste festet i berget med gripperne fordi berget gir etter, og det induseres brudd i bergmassen.

3.7.7 Høye spenninger

Problemer med høye spenninger kan oppstå som sprakeberg og bergslag, som omtalt under punkt 3.4. I bergarter med plastiske egenskaper og lav E-modul, kan skvising oppstå og TBMen blir sittende fast.

3.7.8 Svelling

Se punkt 3.5.

3.7.9 Lav overdekning

Nær overflaten er bergmassen i stor grad utsatt for ytre faktorer som påvirker forvitringen. Derfor er berget nær overflaten ofte svakere og mer oppsprukket enn dypereliggende berg. Når det bygges tunnel med lav overdekning vil det derfor være stor sannsynlighet for at berget ikke er selvbærende. I tillegg er ofte sprekker nær overflaten åpne og vannførende (Nilsen og Broch, 2012).

3.8 Numerisk modellering

Numerisk modellering er et nyttig verktøy for stabilitetsanalyser og beregning av sikringstiltak i tunneler og bergrom. På kort tid kan store datamengder behandles, avhengig av hvor omfattende modellen settes opp.

Numeriske analyser kan deles inn i to typer: kontinuerlig og diskontinuerlige modeller. De kontinuerlige modellene behandler bergmassen som et kontinuerlig medium bestående av få eller ingen gjennomsettende sprekker (Jing, 2003). Diskontinuerlige modeller er en type blokkmodell, hvor bergmassen modelleres blokkvis med interaksjon mellom blokkene i et diskontinuerlig medium (Nilsen og Broch, 2012). Denne metoden kalles «*Distinct Element Method*» (*DEM*).

Endelig elementmetoden, på engelsk «*Finite Element Method*» (*FEM*), er den vanligste innenfor kontinuerlige modeller. I metoden bygges det først opp en geologisk modell, deretter en elementmodell. Elementmodellen kan bygges opp slik at det er en større tetthet av elementer rundt tunnelen/bergrommet, og en avtakende tetthet lenger ut i bergmassen. Videre kan det ved hjelp av numerisk modellering beregnes spenningsfordeling rundt tunnelen/bergrommet. Modellen kan også benyttes som et hjelpemiddel ved dimensjonering av sikring (Nilsen og Broch, 2012). *RS²* er et program som benytter endelig elementmetoden og Mohr-Coulomb- og det generaliserte Hoek-Brown-bruddkriteriet (Rocscience, 2018b).

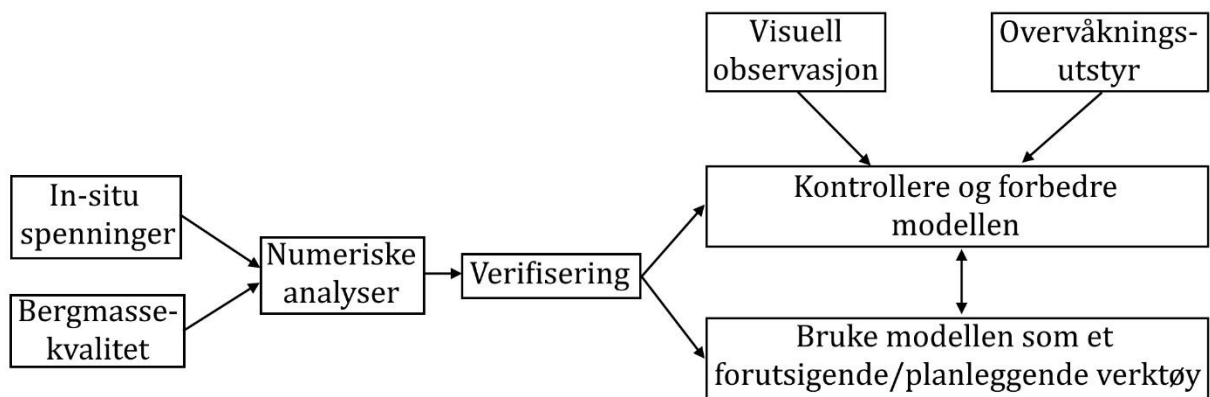
RS² (tidligere Phase² 9.0), som står for «*Rock and Soil 2-dimensional analysis program*», er et 2D analyseprogram for berg og løsmasser. Komplekse flertrinnsmodeller («*multi-stage models*») kan lages for å analysere skråninger, tunneler, bergrom og oppsprukken bergmasse. Videre kan virkningen av sikring på stabiliteten analyseres (Rocscience, 2018b).

RocData 5.0 er en del av RocScience-pakken. Med inngangsparametere *UCS*, *GSI*, m_i , *D*, E_i , tunneldyp (z) og tetthet (ρ), beregner programmet parameterne i det generaliserte Hoek-Brown-kriteriet og gir samtidig parameterne for Mohr-Coulomb-kriteriet. Styrkeparameterne for bergmassen som beregnes med RocData 5.0 benyttes som inngangsparametere i *RS²* (Rocscience, 2018b).

3.8.1 Inngangsparametere

I numerisk modellering er en avhengig av å ha så gode inngangsparametere som mulig for at resultatet skal bli så godt som mulig. Uavhengig av hvor riktig modellen er satt opp og hvor god geometrien er, vil dårlige eller lite nøyaktige inngangsparametere gi tilsvarende resultater (Nilsen og Broch, 2012). Kvaliteten på inngangsparametere = kvaliteten på resultatet.

SINTEF har utviklet en modell som kombinerer spenningsmålinger i laboratorium, numerisk modellering og overvåkning i felt for å gjøre de numeriske modellene til et pålitelig og effektivt verktøy for bergmekanikk (Trinh *et al.*, 2016), se figur 3.18. Den numeriske modellen følger prosjektet underveis og kalibreres med den faktiske situasjonen i felt.



Figur 3.18 Anbefalt modell for å kalibrere den numeriske modellen. Oversatt etter Trinh *et al.* (2016).

4 Liknende prosjekter

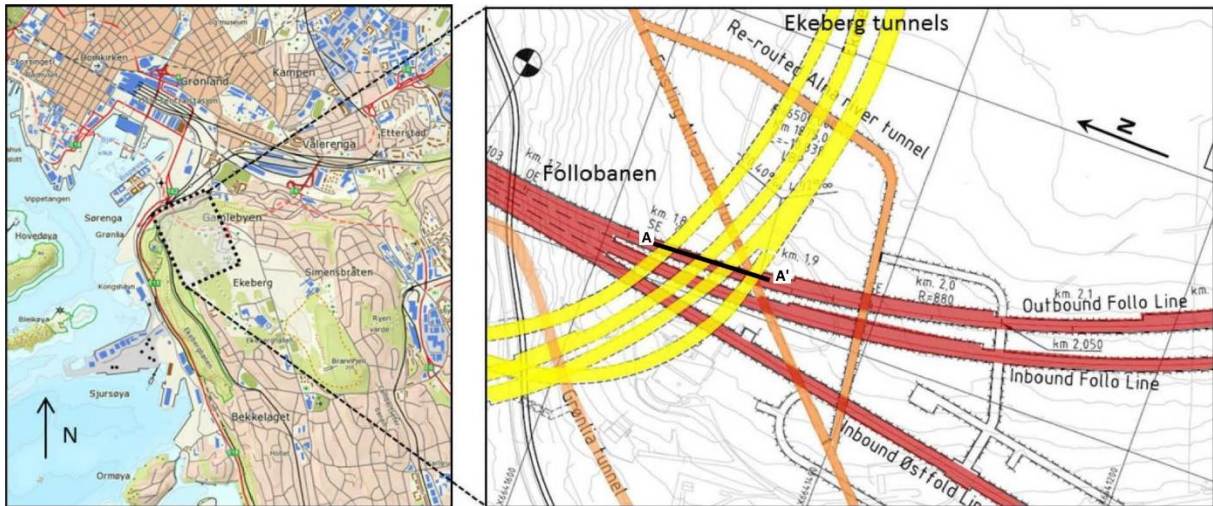
Urbanisering har ført til at mennesker flytter til byene. Dette har resultert i at overflaten er tett bebygd, samtidig som undergrunnen fylles opp. Utfordringen når nye installasjoner under bakken skal bygges, er derfor å ta hensyn til eksisterende konstruksjoner og sikre at disse bevares samtidig som den nye installasjonen kan bygges med god stabilitet. Eksisterende konstruksjoner legger lokk på mulighetene til fritt å bygge tunneler under bakken. Plasseringen vil i fremtiden til dels bli styrt av det som allerede befinner seg der. Derfor vil nye tunneler i mange tilfeller passere i nærheten av eksisterende infrastruktur og i mindre gunstige grunnforhold.

Eksempel på hvordan nærhet til andre tunneler kan håndteres og mulige stabilitetsproblemer predikeres, er gitt av Trinh *et al.* (2016) om Follobanen i Norge. Sheng *et al.* (2016) presenterer i en case fra Singapore erfaringer fra TBM i urbane strøk med nærhet til eksisterende tunneler og historiske bygg.

4.1 Follobanen

Den nye Follobanen skal kutte ned reisetiden med tog mellom Oslo og Ski fra 22 minutter til 11 minutter (Bane NOR, 2018). 20 km av den 22 km lange banen skal gå i tunnel, hvorav 18 km av disse bores med tunnelboremaskin. Mellom Ekeberg og Langhus blir det to adskilte tunnellop som har overdekning mellom 21-160 meter. Fire dobbeltskjold TBMer borer samtidig i de to tunnelene i gneis av god bergmassekvalitet. TBM-driften startet september 2016 og skal være ferdige ved årsskifte 2018/2019 (Bane NOR, 2016).

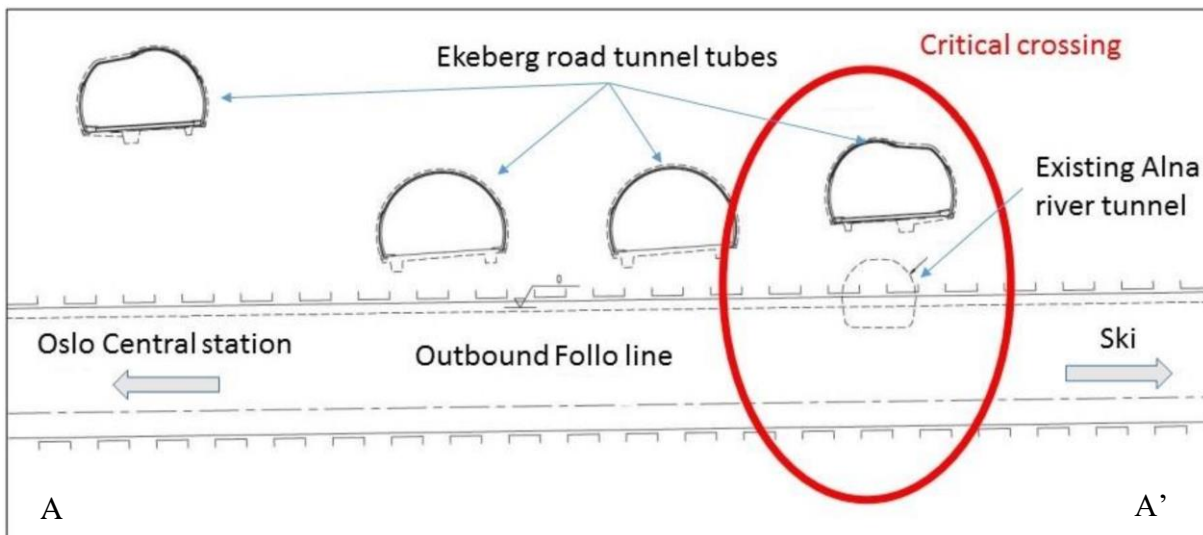
Tunnelen bores med nærhet til Ekeberg tunnelene, Grønliatunnelen, Alnaelva (som går i tunnel under Ekebergåsen) og Ekeberg Oljelager, se figur 4.1 og figur 4.2. Alnaelva vil få nytt tunnellop på grunn av liten bergoverdekning mellom de nye tunnelene som skal bores og de gamle tunnelene. Ekeberg Oljelager er bergrom sprengt ut i Ekebergåsen hvor det lagres petroleumprodukter. Bergrommene er under grunnvannspeilet og er ikke sikret med sprøytebetong grunnet de flyktige petroleumproduktene. Derfor må det vises forsiktighet når det bygges tunnel i nærheten av disse (Volden, 2015). Tunnelen sikres fortløpende med kontinuerlige betongelementringer slik at tunnellopet blir vanntett og setninger på overflaten unngås (Bane NOR, 2017).



Figur 4.1 Kart over Follobanen og nærhet til andre tunneler. Modifisert etter Trinh *et al.* (2016).

Utfordringene med nærhet til andre tunneler og restriksjoner til vibrasjoner løses ved å bruke metoden «Drill and Split». Metoden går ut på at det initieres tensjonsbrudd mellom borehull på stoff ved hjelp av en ekspanderende kile.

Figur 4.2 viser et tverrsnitt av Follobanen som krysser under Ekeberg tunnelene og delvis gjennom eksisterende tunnel for Alnaelva. Spesielt kritisk er kryssingen med tunnel for Alnaelva. Også den nye tunnelen for Alnaelva vil ha kritisk avstand til Ekeberg tunnelene med bare 2,4 m (Trinh *et al.*, 2016)



Figur 4.2 Tverrsnitt som viser nærhet til andre tunneler. Snitt A-A' fra figur 4.1, etter Volden (2015).

Trinh *et al.* (2016) har vurdert stabiliteten til den nye tunnelen for Alnaelva, og for eksisterende tunneler i nærheten. Stabiliteten i de andre tunnelene må sikres til enhver tid. For å vurdere stabiliteten har SINTEF benyttet kombinasjonen av numerisk analyse, laboratorieundersøkelser

og overvåkning i felt som beskrevet under kapittel 3.8. For å optimalisere stabilitetsanalysene med numerisk modellering har Trinh *et al.* (2016) utført:

- Spenningsmålinger i nærliggende underjordiske konstruksjoner og tester på bergmekaniske egenskaper i laboratoriet. Det ble utført både 2D- og 3D-målinger i forundersøkelsene.
- Geologisk kartlegging. Bestemmelse av bergmassekarakteristikk og forhold i eksisterende tunneler.
- Etablering av en tredimensjonal modell av alle eksisterende og planlagte tunneler i området. Planlagte tunneler konstrueres i programmet etter sekvensene de bygges i. Modellen gir foreløpige resultater på spenningsfordeling, deformasjon og brudd i bergmassen og bergsikringen.
- Etablering av et overvåkningsprogram i tunnelene hvis formål er å (i) kalibrere 3D-modellen opp mot målingene i felt, og (ii) tidlige varsler om eventuell endring i spenninger og deformasjon som har en negativ innvirkning på stabiliteten til tunnelene. Avvik mellom modellen og virkeligheten blir kalibrert.

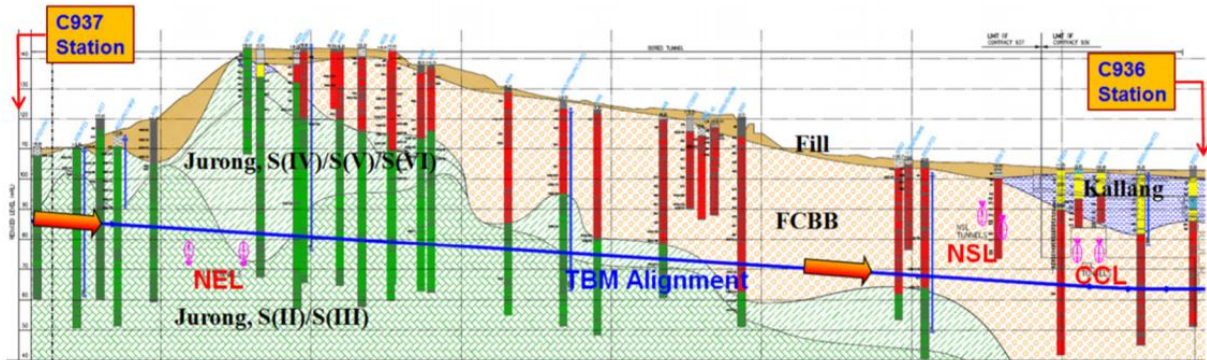
Den kalibrerte modellen gir mulighet for å vurdere stabiliteten til tunneler som krysser under vegtunnelene i Ekebergåsen. Konklusjonene var et det var ubetydelig med deformasjon å vente i tunnelene. De horisontale pilarene mellom tunnelene viser generelt god stabilitet med den antagelse om at det ikke forekommer noen sprengningsskader på pilarene, se figur 4.2.

Antagelsene er med den forutsetning om at det er god bergmasse. Hvis det underveis skulle vise seg å være dårligere bergmasse, må modellene kalibreres på nytt.

4.2 Utvidelse av Mass Rapid System i Singapore

Målet til myndighetene i Singapore er å utvide det eksisterende nettverket av tunneler med skinneganger til et mer omfattende nettverk, Mass Rapid Transit (MRT), på hovedøya Singapore Island. Stadig flere tunneler planlegges bygd i nærheten av sensitive bygninger og infrastruktur i det urbane området. En del av målet er at den daglige trafikken på MRT ikke skal forstyrres av tunnelbyggingen. I kontrakten for Downtown Stage 3 (DT3) inngår bygging av tvillingborede tunneler som forbinder stasjonene Fort Canning og Bencoolen Station. Tunnelene passerer under det historiske området Fort Canning Hill, under National Museum Singapore, 1 m over eksisterende jernbanetunnel for North East Line (NEL), 8 m under North South Line (NSL) og 3,3 m under Circle Line (CCL). Tunnelen starter i 20 m dyp, men er på

et punkt ned mot 45 meters dyp for å passere under NSL og CCL (Sheng *et al.*, 2016). Figur 4.3 viser geologisk snitt langs tunnelen Bukit Panjang Bound, som er en av tvillingtunnelene.



Figur 4.3 Geologisk profil over Bukt Panjang Bound (Sheng *et al.*, 2016). Kryssing over NEL, og under NSL og CCL er inntegnet.

Geologien består av siltstein med lag av leirstein og sandstein (Jurong-formasjonen i figur 4.3). Bergartene er fra meget oppsprukket til så vidt forvitrede, og har svært varierende styrke. I tillegg er det kolluviale avsetninger som består av veldig sterke kvartsitt- og sandsteinblokker og mindre steiner i en stiv matriks av leire og silt (FCBB i figur 4.3). Blokkene hadde en gjennomsnittlig UCS på 60 MPa, men kunne nå opp til 200 MPa. På grunn av terrenget varierer grunnvannet fra 1-30 m under overflaten. På bakgrunn av geologien og grunnforholdene opererte TBMen i lukket modus med et trykk på stuff på 1,5 bar i FCBB og 2,0 bar i Jurong-formasjonen.

Før kryssing av eksisterende tunneler i MRT ble det utført inspeksjon av kutterhodet og bytte av kuttere 20 m fra MRT for å minimere potensielle setningsskader. Basert på tidligere operative data fra TBMen og geologiske forhold, ble kutterbytte vurdert grundig.

Opptil et halvt år i forkant av starten på tunnelboringen, ble det satt ut måleapparater og varslingsutstyr for å overvåke nærliggende konstruksjoner. Bevegelse av jernbaneskinnene ville være kritisk for de mange hundretusen daglige passasjerene. Derfor ble det satt fartsgrenser for å redusere hastigheten til togene dersom målingene fra overvåkingen nærmet seg grenseverdiene. Overvåkingen foregikk både før, under og etter bygging. Daglig ble det foretatt vedlikehold av utstyret og visuell inspeksjon.

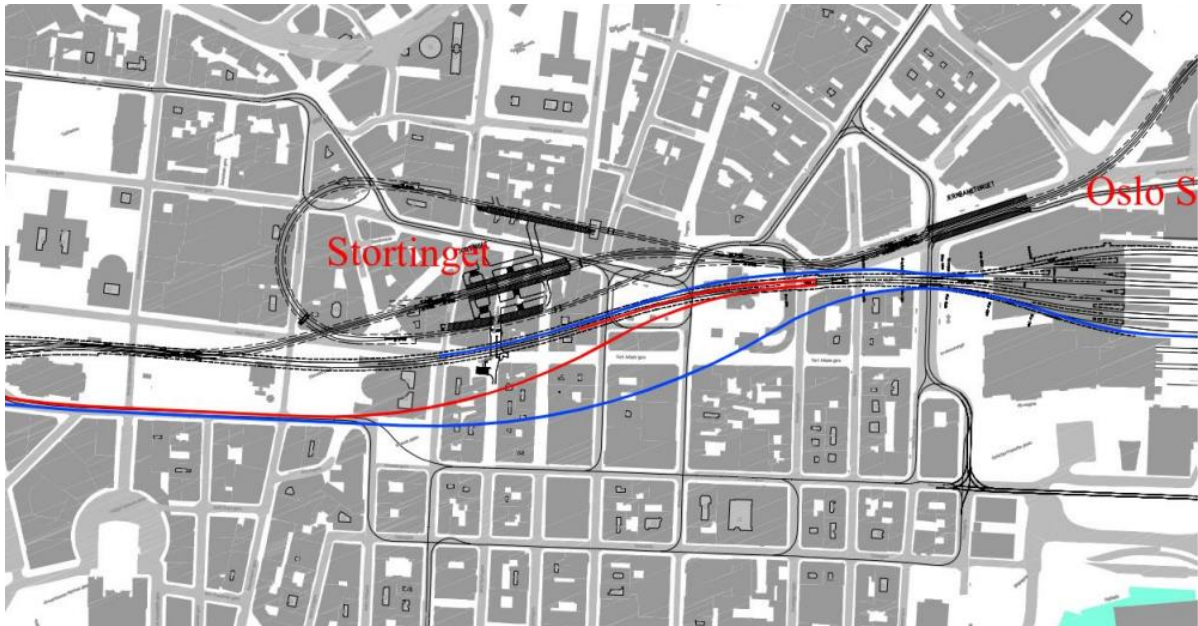
Tunnelene er sett på som suksessfulle. Verken tensile sprekker, lekkasjer i den ferdige tunnelen eller åpning av radielle sprekker, er registrert. I tillegg er bevegelse i skinnegangene til eksisterende tunneler holdt innenfor grenseverdiene, slik at det ikke var behov for å redusere hastigheten til togene.

5 Ny tunnel for regiontog fra Oslo S til Nationalteatret

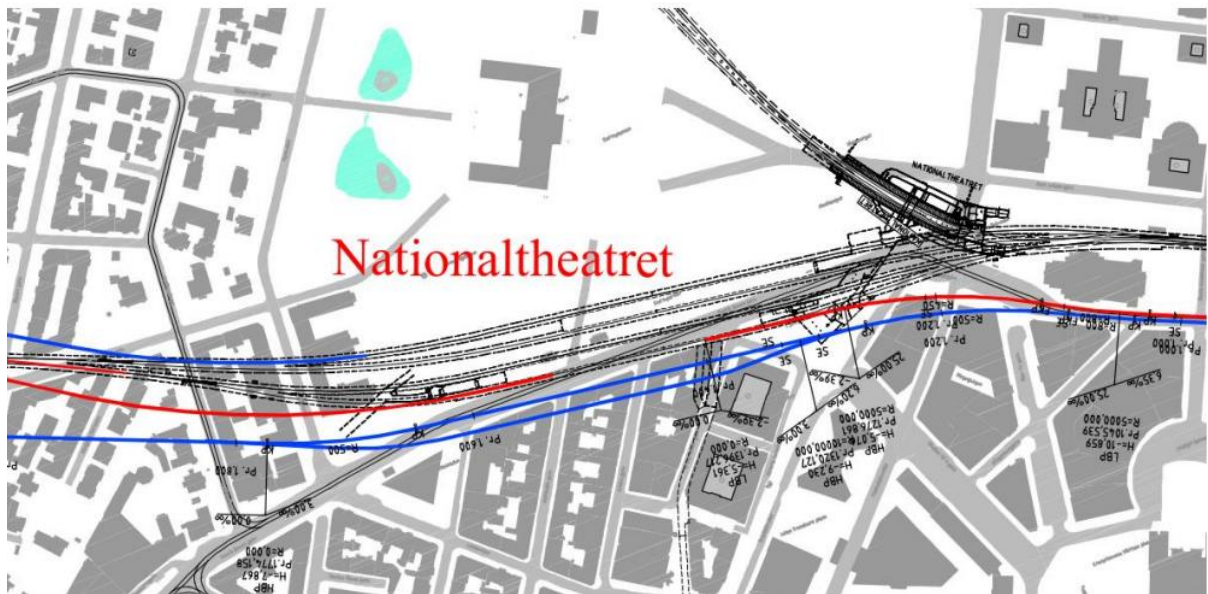
5.1 Prosjektbeskrivelse

Med bakgrunn i økt befolkningsvekst og behov for utbygging av infrastrukturen i Oslo og Akershus, utforskes mulighetene for ny jernbanetunnel i Oslo sentrum drevet med TBM. KVVU Oslo Navet kom i 2015 med forslag til hvordan kollektivtransporten skal utbedres, se figur 1.1 (Jernbaneverket, Statens vegvesen og Ruter AS, 2015). Blant forslagene er ny jernbanetunnel for regiontog fra Oslo S til Skøyen. Parsellen fra Oslo S til Nationalteatret vurderes i denne masteroppgaven på stabilitet, se figur 5.1 og figur 5.2 for oversiktstegning. Traseen er foreslått fra Oslo S under Basarhallene forbi Stortorvet og videre i Stortingsgata mot Nationalteatret. Det er tatt utgangspunkt i at tunnelen skal drives med D&B. Eksisterende tunnel skal brukes på vestgående/utgående tog, mens ny tunnel er tiltenkt østgående/inngående tog (Narum *et al.*, 2015).

Dette området anses som svært utfordrende da det forekommer kvikkleire, alunskifer, forkastninger og gruntliggende grunnvann. Overflaten i Oslo sentrum er generelt dekket av asfalt, bygninger og parker. Under bakken er det et omfattende antall energibrønner, kabler, rør, kloakk, rømningsveger, kjellere, parkeringshus og tunneler for veg, T-bane og jernbane. I tillegg er flere elver lagt i tunnel under byen, og nøyaktig plassering er ikke kjent for flere av tunnelene. Også driving av tunnel i nærheten av historiske bygninger og eksisterende infrastruktur vil være kritisk. Fundamentene til bygg som ligger over og i nærheten av traseen må vurderes. Bygg som ikke er fundamentert i berg, må vurderes refundamentert (Narum *et al.*, 2015).



Figur 5.1 Oversiktstegning regiontog fra Oslo S til Nationaltheatret (Narum *et al.*, 2015). Tegningen er orientert N-S. Søndre blå linje er inngående spor for regiontog og søndre rød linje er inngående spor for lokaltog (S-bane).



Figur 5.2 Oversiktstegning regiontog fra Oslo til Nationaltheatret, Nationaltheatret stasjon (Narum *et al.*, 2015). Tegningen er orientert N-S. Søndre blå linje er inngående spor for regiontog og søndre rød linje er inngående spor for lokaltog (S-bane).

Blant kritiske områder langs traseen, er krysning under Bislettbekken like vest for sammenkoblingen av tunnel for inngående lokaltog og regiontog i figur 5.1. Nøyaktig lokasjon av Bislettbekken er usikker og driving i nærheten av denne må vises ekstra varsomhet (Narum *et al.*, 2015).

Bergoverdekning langs traseen Oslo S – Nationaltheatret varierer fra 0-19 m. Deler av traseen som går i løsmasse eller på stoff med løsmasse og berg samtidig, er planlagt bygd i åpen byggegropp for drivemetoden D&B. Påhugg i berg i retning Nationaltheatret er ved Kirkeristen.

Stortorvet anses for å være et naturlig område for anleggsplass og plassering av sjakter med adkomst til tunnelen for D&B.

5.2 Praktiske utfordringer for TBM i Oslo sentrum

5.2.1 Sporhøyde

Alle jernbanetunneler skal gå via Oslo S. I dagens system har alle spor samme sporhøyde. Dette fordrer at nye tunneler for jernbane må kobles på samme sporhøyde ved Oslo S. En annen løsning kan være å bygge et nytt system under dagens system, og dermed operere med to ulike sporhøyder. Ulempen ved denne løsningen er at det ved vedlikehold eller andre hendelser ikke vil være mulig å avlaste trafikken til et system med annen sporhøyde. To systemer vil gi mindre robust jernbaneløsning. Løsningen med ett system fører til at tunneler bygges relativt grunt ettersom det stilles krav til stigning på jernbane. Dermed tvinges tunnelen bygd gjennom kvikkleire og liten bergoverdekning (personlig kommunikasjon med Nina Tveiten, prosjektleder i KVVU Oslo-Navet).

5.2.2 Riggplass

Med utløp for tunnel fra Oslo S må riggplassen til TBMen ligge i dette området. Et mulig område er på sørsiden av stasjonen. På sikt skal flytogterminalen rives og det skal bygges et nytt hotell i området. Rigging av TBMen bør derfor samkjøres med disse arbeidene. Spørsmålet er om det vil være tilstrekkelig plass for tilriggingen. En stenging av Oslo S er ikke aktuelt da det vil ramme store deler av togtrafikken på Sørøstlandet.

5.2.3 Anleggsplass og frakt av betongelementer

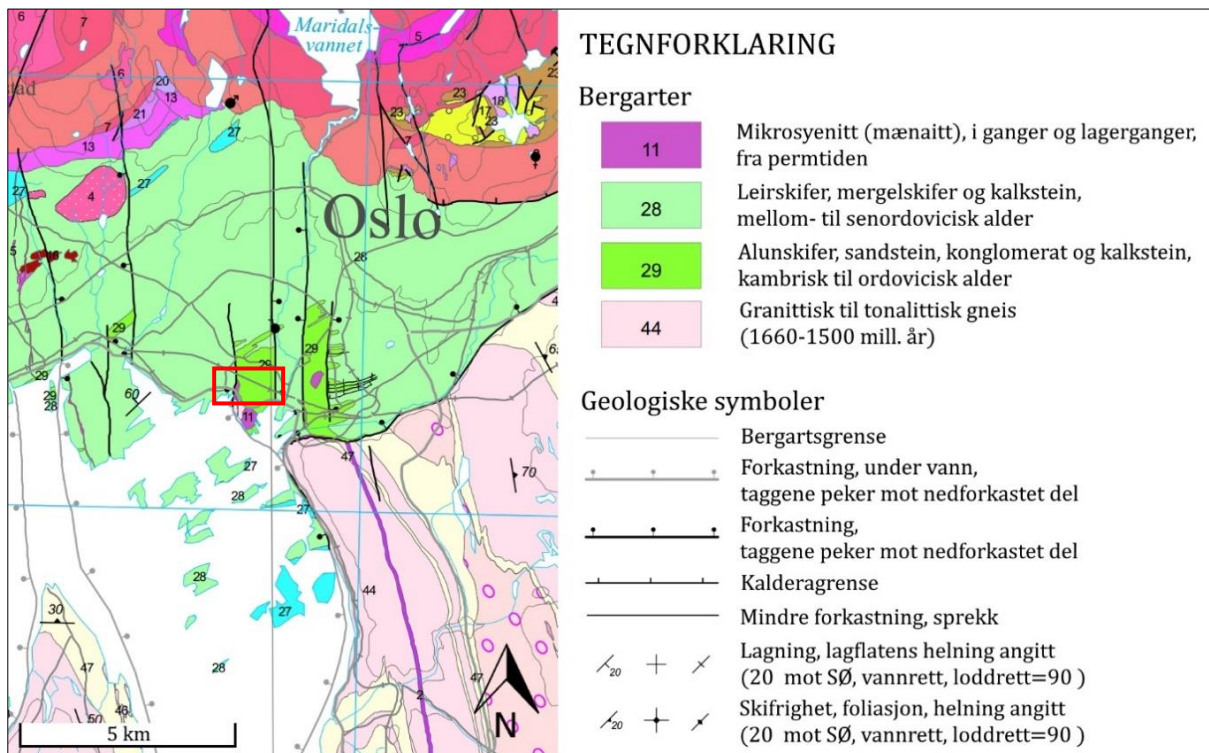
Mulig anleggsplass for konvensjonell metode er tiltenkt Stortorvet. Dette kan også være et mulig område for TBM, men spørsmålet er om det er tilstrekkelig plass for lagring av betongelementer. En annen utfordring vil være produksjon og frakt av betongelementene. Fabrik for produksjon av betongelementer bør ligge med nærhet til sentrum for å unngå økt forurensning fra transport. En slik frakt vil forstyrre bybildet, men vil være nødvendig.

5.2.4 Komplekst nettverk av nye tunneler

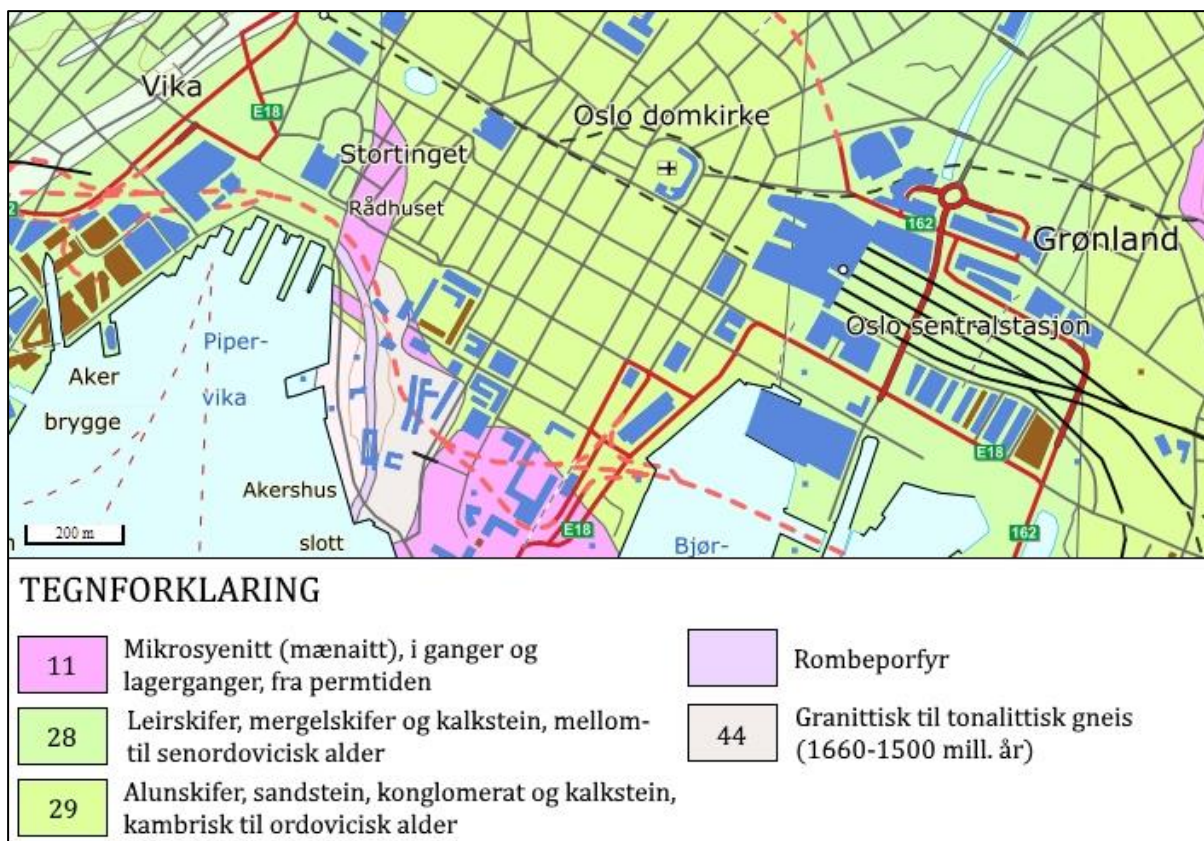
Forslagene fra KVVU Oslo-Navet angir et komplekst nettverk av tunneler i Oslo sentrum. Nye tunneler skal kobles på gamle tunneler. Enkeltsporede tunneler kobles sammen til tunnel med dobbeltspor, eller til stasjoner. Utfordringen blir å manøvrere TBMen på en kostnadseffektiv og praktisk gjennomførbar måte i dette systemet.

5.3 Geologi

Oslofeltet er en gammel paleorift som strekker seg fra Brumunddal i nord til Langesund i sør. Forkastninger i perm tid medførte at feltet sank ned relativt til områdene i øst og vest og dermed bevarte en omfattende lagrekke fra kambrium, ordovicium og silur. Lagrekken omfatter kalkrike- og svarte skifre, kalksteiner, siltsteiner og sandsteiner. Ellers består geologien av prekambrisk grunnfjell (gneis) og syenittiske intrusjoner fra perm tid (Spjeldnæs og Askheim, 2015; Dammyr, 2017b). Geologisk kart over Oslo sentrum er vist i figur 5.3 og figur 5.4.



Figur 5.3 Oversikt over geologien i Oslo sentrum. Rød firkant markerer området diskutert i denne oppgaven, detaljer er vist i figur 5.4. Modifisert etter NGUs «Oslofeltet, berggrunnskart M 1:250 000» ved Lutro og Nordgulen (2008) i Skøyen (2017).



Figur 5.4 Kartutsnitt fra berggrunnskart over Oslo sentrum, modifisert etter NGU (2018).

Kartlagt geologi fra Oslostunnelen fra Oslo S til Stortinget, samsvarer med geologien i figur 5.4 (NGI, 1973). Det er et tydelig geologisk skille ved forkastningen som går N-S ved Stortinget.

Bergoverflaten er preget av dyprenner som er dannet av forkastning og folding av jordskorpen. Dyprennene er dekket av bløte marine leirer som er setningsømfintlige ved grunnvannssenkning (Grendal *et al.*, 2015). Mellom berget og leira har isen fra siste istid, for 10 000 år siden, lagt igjen et tynt lag av morene som kan inneholde større blokker. Dyprennene er vannførende og oppsprukket.

Grunnvannspeilet i Oslo sentrum ligger et par meter under bakken (Bratlien og Amberg Engineering, 2014).

Tabell 5.1 viser oppbyggingen av lagrekken av leirskifre fra kambrosilur-tiden. Eldste bergart er nummerert med etasje 1 og yngste med etasje 4. Mektigheten av alunskifer er på det meste 80 m, men dette kan variere ettersom geologiske hendelser kan ha stokket om på rekkefølgen av lagene.

Tabell 5.1 Oversikt over lagrekken i kambrosilur-skifrene (Endre, 2016). Mørk grå: svarte leirskiferhorisonter. Lys grå: mulige forekomster som er eldre enn kambrosilur og som tilhører Biri og/eller Brøttum formasjonene.

Etasje	Oslo-Asker Formasjon	Hadeland Formasjon	Hamar Formasjon	NGU inndeling på kart	Mektighet (m)	Alder	
4d				Oslo		Sen ordovicisk	471-443 mill. år
4c α	Venstøp	Lunner*		Oslo	Oslo 7-10m Lunner fm <185m	Midt ordovicisk	
4b δ	Solvang			Oslo	12-20		
4b γ	Nakkholmen			Oslo	13-20		
4b β	Frognerkilen			Oslo	10-20		
4b α	Arnestad	Arnestad/Fu ruberget	Arnestad/Furu berget	Oslo	22-40		
4a β	Vollen		Vollen/Hovins holm	Oslo	> 45	Tidlig Ordovicisk	
4a α	Elnes	Elnes	Elnes/Bjørge	Oslo	60-80		
3c	Huk3	Huk3	Svartodden Herran/Stein	Røyken	2-5 m		
3c β	Huk2	Huk2		Røyken	2-5 m		
3c α	Huk1	Huk1	Røyken	2-5 m			
3b β	Galgeberg	Galgeberg	Galgeberg	Røyken	5-10 m		
3b α	Hagaberg	Hagaberg	Hagaberg	Røyken	3-8 m		
3a γ	Bjorkås- holmen	Bjorkås- holmen	Bjorkås- holmen	Røyken	1-2 m		
3a α , 3a β	Alunskifer-3	Alunskifer-3	Alunskifer-3	Røyken	~80 m men stor variasjon		
2a-2c	Alunskifer-2	Alunskifer-2	Alunskifer-2	Røyken			Sen kambrium
1	Alunskifer-1	Alunskifer-1	Alunskifer-1	Røyken			Midt kambrium
	-	-	Biri Brøttum	Biri Brøttum	1500 m	Eokambrium	<542

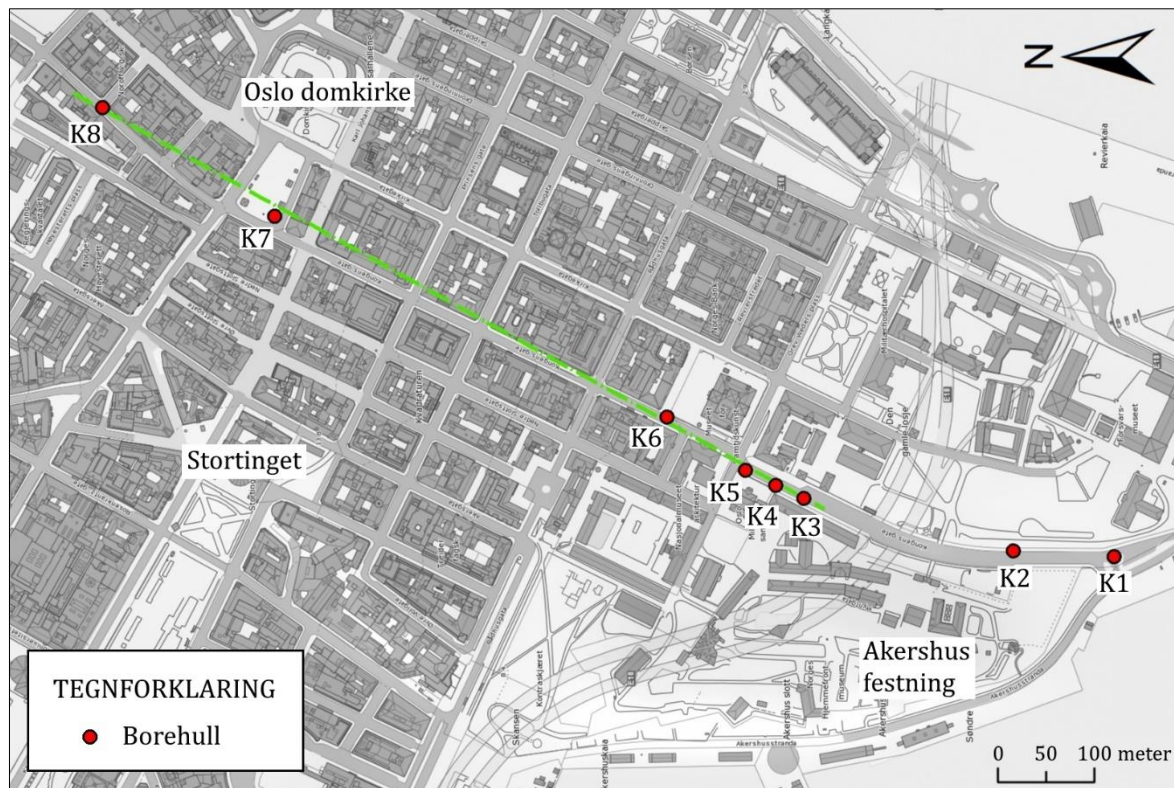
5.4 Ingeniørgeologiske undersøkelser

I forbindelse med et prosjekt NGI er involvert i er det utført kjerneboringer i Kongens gate og Møllergata. I tillegg til kjerneboringene, er tidligere erfaringer fra prosjekter i Oslo sentrum benyttet som kilder i vurdering av jernbane for regiontog fra Oslo S – Nationaltheatret i denne masteroppgaven.

5.4.1 Kjerneboringer

Det er gjennomført åtte kjerneboringer i Kongens gate og Møllergata. Borehullene er navngitt K1-K8, se figur 5.5. Kjerneboringene i området har avdekket store mektigheter av svart leirskifer med noen intrusjoner av syenitter i nærheten av Stortorvet. Borehull K7 og K8 ligger i nærheten av området for regiontog. Derfor er kjerneprøvene av svart leirskifer hentet fra disse borehullene.

Befaring i dette området ble foretatt av forfatter 5. september 2017. Hele traseen er dekket med asfalt eller bebyggt. Ved den sydlige delen av traseen ved Akershus festning, ble det observert svart leirskifer og syenitt. Dette er av de få bergblotningene i området.



Figur 5.5 Oversikt over kjerneboringer som forfatter har fått tilgang til fra NGI, modifisert etter Skøyen (2017).

Kjernene har en diameter på 60-63 mm, og borehullene er mellom 40,50 m og 89,2 m lange boret med fall mellom 45-90 grader. Kjernene ble boret fra høsten 2016 til våren 2017.

Fra bilder av kjerneprøvene kan det observeres at intrusjoner av syenitter generelt har knust opp omkringliggende bergarter. I disse sonene er det en tendens til noe mer vanntap. Ettersom vanntapsmålinger kun er gjennomført hver 3.-6. m vil ikke nøyaktigheten være stor nok til å verifisere dette. Generelt er det lite vanntap.

Videre følger en kort beskrivelse av bergartene som er å finne i borehullene K7 og K8. Kjerneprøver fra disse borehullene er testet i laboratorium og resultatene er gitt i kapittel 0.

5.4.1.1 Svart leirskifer/alunskifer

Svart leirskifer er en skifrig bergart med sort til grå farge. Den innehar glatte og plane skifriheter med hyppig forekommende glidespeil. Stedvis er bergarten utsatt for hydrotermal metamorfose som har styrket bergarten og redusert skifriheten. Dette gjelder i grensa til intrusjoner av syenitter. Kismineraler og kalsitt forekommer stedvis på sprekkeflater og riss.

Kismineraler forekommer i tillegg i krystaller i bergarten, mens kalsitt opptrer i større linser og tynne lag i bergarten. Svartskiferen inneholder også konkresjoner av kalk. Konkresjoner er harde, sirkulære steiner eller hardganger.

Gjennomsnittlig RQD for svart leirskifer er 66 i intervallet 25-35 m i borehull K7 (NGI, 2017).

Svart leirskifer er i denne masteroppgaven kalt alunskifer når dette er verifisert i den mineralogiske og kjemiske analysen av bergarten i kapittel 6.2. Det er for øvrig stor sannsynlighet for at den svarte leirskiferen i borehull K7 og K8 er alunskifer etter berggrunnskartet i figur 5.4 å dømme.

5.4.1.2 Kalkrik leirskifer

Kalkrik leirskifer er tilstede i liten grad. Denne bergarten er noe lysere i fargen og mindre oppsprukket enn svart leirskifer. Bergarten bruser i kontakt med saltsyre (HCl). Der hvor den kalkrike leirskiferen er utsatt for hydrotermal omdanning er styrken til bergarten økt og mineralsammensetningen endret til større innhold av dolomitt og plagioklas. Den hydrotermale omdanningen har også dannet mikroriss i bergarten som er fylt med kalsitt.

5.4.1.3 Syenitt

De borede kjernene inneholder flere varianter av syenitt:

- Porfyrisk syenitt: Opptrer i to varianter, navngitt porfyrisk syenitt A og porfyrisk syenitt B. Felles for begge er at de inneholder hvite fenokrystaller av feltspat i en finkornet matriks av alkalifeltspat. Porfyrisk syenitt B inneholder i tillegg mørke korn av amfibol. Porfyrisk syenitt A er mer oppsprukket og har en lysere farge enn porfyrisk syenitt B.
- Mikrosyenitt/mænaitt: Mikrosyenitt er en lys bergart med en finkornig matriks hovedsakelig bestående av alkalifeltspat (albitt og kalifeltspat). Den inneholder kun mindre mengder ($\leq 10\%$) kvarts. Bergarten skiller seg fra porfyrisk syenitt ved at den ikke inneholder fenokrystaller av feltspat. Det er også observert hydrotermal omdannet syenitt.

Generelt er syenitten knallhard, spesielt gjelder dette mikrosyenitt. Gjennomsnittlig RQD for syenitt i borehull K6 er 84. Den høye varmen fra intrusjonene har ført til kontaktmetamorfose som har omdannet nærliggende bergarter og styrket den (NGI, 2017).

5.4.2 Bakgrunnsmateriale

Bakgrunnsmateriale for vurdering av grunnforholdene er listet opp under:

- Kart over berggrunnsgeologi fra NGU i målestokk 1:50 000 og 1:250 000, tilgjengelig fra <http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/>
- Kart over løsmasser fra NGU, tilgjengelig fra <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>
- AS Oslo Sporveier (2006). Oversiktsplan. Bane/Linje/Område: Lambertseterbanen. Trasé/Sted/Stasjon: Stortinget stasjon med vendesløyfe .
- Jernbaneverket, Statens vegvesen og Ruter AS (2015). Konseptvalgutredning for økt transportkapasitet inn mot og gjennom Oslo. KVVU Oslo-Navet Hovedrapport.
- Narum *et al.* (2015). Jernbaneløsninger. KVVU Oslo-Navet.
- NGI (2017). Datarapport grunnundersøkelser: Kjerneboringer K221.
- NGI (1973). Geologisk lengdeprofil Jernbanetorget-Stortinget .
- NSB Bane (1994). Mulighetsstudie for Oslo S – Nationaltheatret. Parsell Oslo S – Stortinget .
- SINTEF (2017). Prøvningsrapport. Bergegenskaper. 17022IG.
- Møte med Nina Tveiten 26. mars 2018 om «Nye jernbaneløsninger i Oslo. Traséutredning nytt dobbeltspor Oslo S – Lysaker med avgreining til Bislett».

5.5 Tetthetskrav og bergsikring

Hvilke tetthetskrav som skal stilles til konstruksjoner under bakken er avhengig av løsmasser og løsmassetykkelse over berg, konstruksjoner over bakken og generelt det ytre miljøet. For tunneler som bygges under Oslo sentrum anbefaler Statens vegvesen (2004) at det bør stilles krav om bare noen liter lekkasje per minutt per 100 m. Dette begrunnes med at bergoverflaten er kupert og dekket med løsmasser, stort sett bløte marine leirer, som vil gi skjeve setninger ved senkning av grunnvannsspeilet. I tilsvarende prosjekter i Skandinavia, er krav om maksimum 2-4 l/min/100 m satt for å unngå setninger (Vegdirektoratet, 2003; Bratlien og Amberg Engineering, 2014).

For tunneler som bygges i grunn hvor det er syredannende bergarter, som alunskifer, bør det velges udrenerte løsninger. For å oppnå tetthetskravet kreves det systematiske forinjeksjoner, eller full betongutstøpning. Disse løsningene skal forhindre at grunnvannsspeilet senkes, sikre at konstruksjonene under bakken får lenger levetid ved at forvittringsprosessen i alunskifer ikke igangsettes, og for å unngå en sur vannkjemi i vannet som drenerer ut av tunnelen og inn i offentlige rørrnett. I tillegg unngås utvikling av svelletrykk i alunskifer. Ved sikring med bolter

i en drenert løsning, kan sur vannkjemi vaske ut og bryte ned betongmørtelen. Boltene vil gi en falsk sikring. Dette kan unngås ved å injisere mørtel under overtrykk. Dersom det sikres med sprøytebetong bør den armeres med plastfiber. Armering som inneholder jern vil brytes ned av den sure avrenningen fra alunskifer. Alunskiferen kan reagere med oksygen og vann før den dekkes med sprøytebetong eller betongelementer. Dermed kan man risikere å sikre en allerede forvitrende bergart og mulig svelletrykk kan oppstå (Endre, 2016).

Kontroll over grunnvannsnivået utføres ved å bore brønner i radius opptil noen hundre meter fra tunnelen som måler grunnvannstand. Brønner som settes i influensområdet til vannførende soner vil registrere andre verdier enn brønner som står i tilnærmet tørt og lite oppsprukket berg. Typiske vannførende soner og de viktigste lekkasjeveiene i Oslofeltet, er eruptive ganger og forkastninger. Derfor er det nødvendig med et stort antall brønner for å måle grunnvannsstanden (Statens vegvesen, 2004).

6 Laboratorieundersøkelser

Det er utført enaksiell trykkfasthet, punktlasttest, frisvelling, svelletrykkstest i ødometer, XRD, XRF og borbarhet på svart leirskifer. Testene er utført på bergmekanisk lab og studentlab på NTNU Gløshaugen i Trondheim i tidsrommet mars-mai 2018. Kjernematerialet er lagret i romtemperatur i overkant av ett år og har ikke vært pakket inn i noe annet enn kjernekasene. Oversikt over prøvemateriale og preparering av prøvene er lagt ved i vedlegg B.1 og B.2.

På grunn av tid og ressurser er ikke de mineralogiske analysene differensial termisk analyse (DTA) og tynnslip utført.

6.1 Beskrivelse av laboratorietester

6.1.1 Enaksiell trykkfasthet

Test for enaksiell trykkfasthet bestemmer styrke og fysisk karakter av intakt berg (ISRM, 1979a). En intakt bergartssylinder som har lengde 2-3 ganger diameteren belastes aksielt til brudd. Bruddlasten er den enaksiale trykkfastheten (σ_c , UCS). Testen gir grunnlag for å beregne E-modul, Poissons forholdstall (ν) og tøyning (ϵ), se kapittel 3.1.2.

Test for enaksiell trykkfasthet er utført på NTNUs apparat GCTS – RTR-4000 Rapid Triaxial Rock og i henhold til standard ISRM (1979a) «Suggested Methods for Determining the Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rock Materials».

Testen er basert på kjerner med diameter 50 mm. De testede kjernene har diameter $D=62-63$ mm og resultatene må derfor korrigeres etter likning 6.1 (Nilsen og Palmstrøm, 2000).

$$\sigma_c = \sigma_{c50} * \frac{50^2}{D} \quad (6.1)$$

6.1.2 Punktlasttest

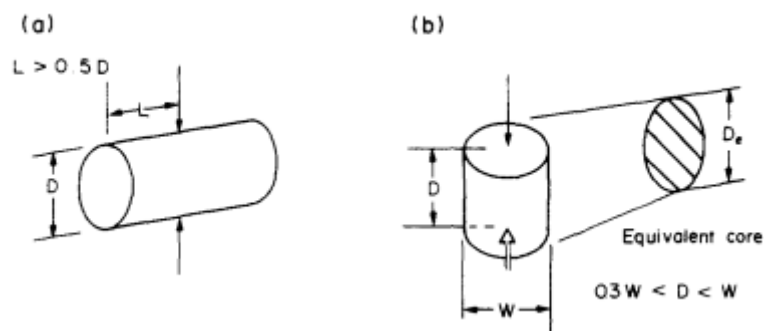
Punktlasttesten er en rask og effektiv test for å gi et bredt bilde av en bergarts styrke og dens anisotropi. Utstyret for testen er en mobil punktlastpresse, se figur 6.1. Testen er gjennomført etter ISRM-standard «Suggested method for determining point load strength» (Franklin, 1985).

For kjerneprøvene testes bergartens styrkeanisotropi ved at de belastes både parallelt (diametral test) og vinkelrett foliasjonsplanene (aksial test). Minst 10 tester bør gjennomføres for å få et representativt resultat. For anisotrope og heterogene bergarter bør det utføres flere tester. Etter Franklin (1985) skal avstanden fra konene til enden av prøven være 0,5-1,0 diameter for å unngå

endeeffekter i diametral test. På grunn av orienteringen av foliasjonen, ble konene pålastet minst 0,7 diameter fra endene for at prøvene skulle kunne testes aksielt. Foliasjonsplanene regnes som de svakeste planene, og brudd vil derfor skje langs disse i diametral test, se figur 6.2 (a). Aksial testing er illustrert i figur 6.2 (b) hvor prøven belastet vinkelrett bruddplanene (fra diametral test) til brudd. Det sterkeste bruddplanet finnes.



Figur 6.1 Mobil punktlastpresse.



Figur 6.2 (a) Diametral test og (b) aksial test (Franklin, 1985)

For en kjerneprøve med diameter 50 mm, vil punktlastindeksen I_S gjelde. For kjerneprøver med annen diameter må det benyttes en korrigert punktlastindeks ($I_{S(50)}$). I diametral test er ukorrigert punktlastindeks (I_S) gitt av kraften (P) over kvadratet av avstanden (D =diameter) mellom punktlastene i likning 6.2.

$$I_S = \frac{P}{D^2} \quad (6.2)$$

Ved aksialtest er den ukorrigerte punktlastindeksen (I_S) gitt av likning 6.3 hvor w er høyden på prøven og D er diameteren.

$$I_S = \frac{P}{\frac{4}{\pi} * \frac{w}{D}} \quad (6.3)$$

Korrigert punktlastindeks er gitt av en korreksjonsfaktor F multiplisert med I_S (likning 6.4). I korreksjonsfaktoren F inngår diameteren på kjerneprøven (D_e) (likning 6.5).

$$I_{S(50)} = F * I_S \quad (6.4)$$

$$F = \frac{D_e^{0,45}}{50} \quad (6.5)$$

Styrkeanisotropien ($I_{a(50)}$) er gitt av forholdet mellom gjennomsnittet av $I_{S(50)}$ for vinkelrett og parallelt svake plan. Jo mer anisotrop bergarten er, desto høyere er $I_{a(50)}$. For isotrope bergarter vil $I_{a(50)}$ være nær 1,0. På kjerneprøvene som testes i denne masteroppgaven, er styrkeanisotropien gitt av likning 6.6.

$$I_{a(50)} = \frac{I_{S(50) \text{ aksial}}}{I_{S(50) \text{ diametral}}} \quad (6.6)$$

6.1.3 Lydhastighet

Apparatet for måling av lydhastighet er basert på ultralyd, vist i figur 6.3. En sender og en mottaker plasseres på hver endeflate av en kjerneprøve med planparallele endeflater.



Figur 6.3 Pundit lab for test av lydhastighet.

En kort puls av høyfrekvente svingninger sendes gjennom prøven. Tiden pulsen bruker fra senderen til mottakeren, er gangtiden til bølgen. Gangtiden benyttes til å beregne longitudinal bølgehastighet (V_P) til primærbølger. Primærbølger har partikkelsvingninger parallelt forplantingsretningen. V_P beregnes ved å dividere gangtid med lengden av kjernen i likning 6.7.

$$V_P = \frac{\text{gangtid}}{\text{lengde av kjerne}} \quad (6.7)$$

Høy hastighet indikerer tett pakket bergart uten sprekker, mens lav hastighet indikerer at bølgene blir forsinket av løse strukturer eller sprekker og lag i kjernen. Generelt øker lyd hastigheten med økende tetthet. Ut ifra lyd hastigheten kan det antas hvilke verdier for UCS som er å forvente i test for enaksiell trykkfasthet (Nilsen og Broch, 2012).

6.1.4 Slake durability test

Testapparatet ved NTNU er i henhold til standarden ISRM (1979b) «Suggested method for determination of the slake-durability index», se figur 6.4.



Figur 6.4 Apparaturen for «slake durability test». Bilde av trommelen til høyre.

Prosedyren for tørking og fukting skal etter ISRM (1976b) gjentas 2 ganger. På bakgrunn av Gokceoglu, Ulusay og Sonmez (2000), Panthi (2006) og Selen (2017) er det valgt å gjenta syklusene med fukting og tørking totalt fire ganger. Panthi (2006) anbefaler at testen skal gjentas seks ganger, men det var det ikke tid til. Resten av prosedyren for testen er etter standard ISRM (1979b). Testprosedyren er gitt i punktene a) til g):

- a) Den totale prøvemassen på 450-550 g består av ti representative prøver, hver prøve med masse 40-60 g.
- b) Prøven tørkes i en ren trommel i 105°C i 24 timer til massen er konstant. Massen *A* av trommelen + prøven noteres. Prøven kjøles ned.
- c) 1. syklus. Trauet fylles med springvann ved ca. 20°C. Trommelen festes til trauset og kobles til motoren. Trommelen roterer i vann i 10 min. Trommelen fjernes fra trauset og tørkes ved 105°C til konstant masse i minst 2 timer. Massen *B* av trommelen + prøven noteres.
- d) 2. syklus: Trommelen roterer i vann i 10 min. Trommelen fjernes fra trauset og tørkes ved 105°C til konstant masse i minst 2 timer. Massen *C* av trommelen + prøven noteres.

- e) 3. syklus: Steg d) repeteres. Massen D av trommelen + prøven noteres.
- f) 4. syklus: Steg d) repeteres, men prøven tørker i 24 timer for å kunne sammenlignes med massen i b) (Selen, 2017). Massen E av trommelen + prøven noteres. Det er massen E fra 4. syklus som benyttes i utregningen av «slake durability»-indeksen i likning 6.8.
- g) Massen F til rengjort trommel noteres.

«Slake durability»-indeksen etter fire sykluser, er gitt av likning 6.8.

$$I_{d2} = \frac{E - F}{A - F} * 100\% \quad (6.8)$$

Det gjennomføres tre tester for borehull K7 og tre tester for K8 for å gi et godt bilde av «slake durability»-indeksen. Klassifikasjon av «slake durability» indeksen er gitt i vedlegg 0.6.

6.1.5 XRD-analyse

Røntgendiffraksjonsanalyse (XRD – «X-Ray Diffraction») er en kvantitativ analyse (Nilsen og Broch, 2012). Monokromatiske bølger sendes med varierende innfallsvinkler på prøven, hvor strålingen i utfallsvinkelen registreres i et diffraktogram. Prøven er i pulverform (<10µm) (Perkins, 1998). Registreringene i diffraktogrammet er «peak»-verdier. Hvert mineral er karakterisert av bestemte «peak»-verdier (Nesse, 2000). Det er knyttet usikkerhet til overlapping av «peak»-verdier, og om de større verdiene maskerer de mindre.

XRD-analyse ble utført 19. april 2018. Apparaturen for XRD ved NTNU er av typen «Bruker D8 Advance». Programvaren «DIIFRAC.SUITE.EVA» og databasen «PDF-4+. Rietvald (Topas 4)» ble brukt til mineralkvantifisering. Resultatene er tolket av Laurentius Tjihuis.

6.1.6 XRF-analyse

X-ray fluorescence (XRF) analyse baseres på emisjon av sekundære røntgenstråler fra et materiale som har blitt eksitert av høyenergi røntgenstråler. I analysen kan den kjemiske sammensetningen til en bergart finnes kvantitativt eller semi-kvantitativt (Nesse, 2000). Siden smelteovnen ved NTNU er på service, ble det utført en semi-kvantitativ analyse. En slik analyse gir ikke nøyaktig innhold av de ulike grunnstoffene, men kan gi en indikasjon på størrelsesforholdet mellom de kjemiske komponentene (personlig kommunikasjon med Torill Sørlokk som er ansvarlig for XRF-analyser ved NTNU). Kjemiske forbindelser som ikke er tilstede i prøven kan detekteres ettersom «peak»-verdier kan overlappes andre «peak»-verdier.

XRF-analyse ble utført 7. mai 2018. Apparaturen for XRF ved NTNU er av typen «S8 TIGER 4 kW X-ray spectrometer» og bruker programvaren «QuantExpress» til å registrere og tolke

resultatene. I den semi-kvantitative analysen blandes 9,6 g bergartspulver (<10 μ m) med 2,4 g Licowax (vokspulver) for å få heft i prøven. Blandingen presses sammen til en pille under 200 kN. Pillen utsettes for røntgenstråler i apparaturen. Resultatene er tolket av Torill Sørlokk.

6.1.7 Tetthet

Bergartens tetthet finnes ved å følge standard for DRI, BWI og CLI etter Dahl (2003). Nødvendig utstyr er pyknometer, glassplate og vann. Fremgangsmåten følger av punkt 1.-3.:

1. Pyknometer fylt med vann uten luftbobler + glassplate veies. Vekten (m_2) noteres.
2. Tørt pyknometer settes oppå vekten, og vekten nulles ut. Materiale som ikke passerer 16,0 mm-sikten fylles oppi pyknometeret til det er $\frac{3}{4}$ fullt. Vekten (m_1) av tørr prøve noteres.
3. Pyknometer fra punkt (2.) fylles opp med vann og luftbobler fjernes. Deretter veies pyknometer + materiale + glassplate + vann. Vekten (m_3) noteres.

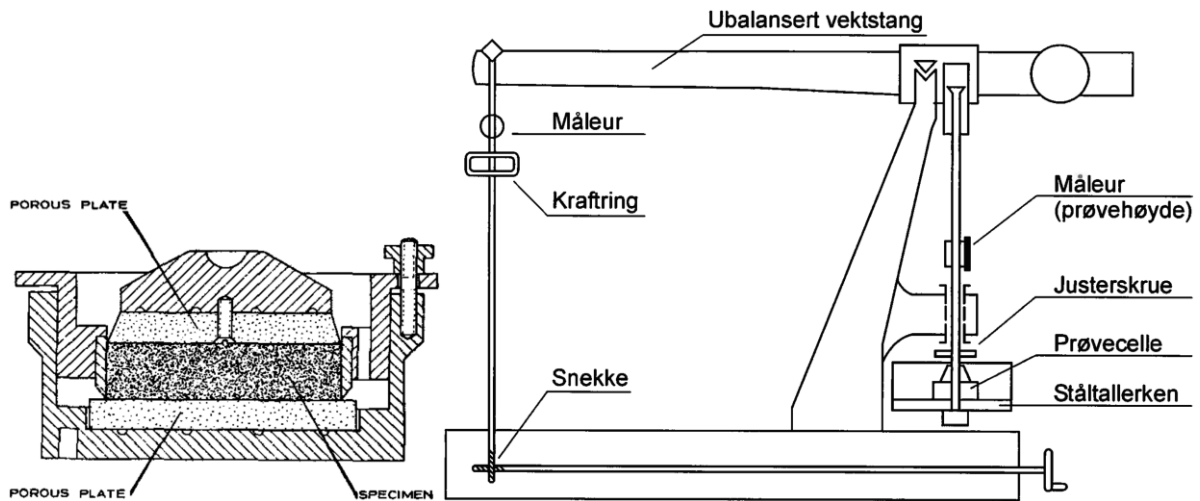
Likning 6.9 benyttes for å beregne tettheten til materialet.

$$\rho_s = \frac{m_1}{m_1 + m_3 - m_2} \quad (6.9)$$

6.1.8 Svelletrykksmåling

Testprosedyren for svelletrykksmåling som følges ved NTNU er etter ISRM (1979b)standard «Suggested method for determination of the swelling pressure index under conditions of zero volume change». Geonor ødometerne ved NTNU benytter en trinnløs belastningsvariasjon og er best egnet til prøver i pulverform (Sørlokk, Rokoengen og Nilsen, 2007). Ødometeret er koblet til en datamaskin som registrerer konsolideringen, avlastningen og svelletrykket. En prinsippsskisse av ødometeret er illustrert i figur 6.5.

Som vist i figur 6.5 pakkes prøven (20 g pulver) i en stålsylinder med høyde 2 cm og areal 20 cm² oppå et keramisk filter. Over prøven plasseres et messingfilter som vil være i kontakt med et stålstempel, hvorav begge vil bevege seg fritt ved konsolidering og svelling. Prøven står oppi en ødometerskål som vil fange opp vann i testens tredje stadium. I testens første stadium prekonsolideres prøven ved et trykk på 400 kN i 24 timer. Deretter avlastes prøven i 2 timer og den har mulighet til å utvide seg. Til slutt tilsettes destillert vann i det tredje stadiet, og mulig svelletrykk måles i 24 timer (Sørlokk, Rokoengen og Nilsen, 2007).

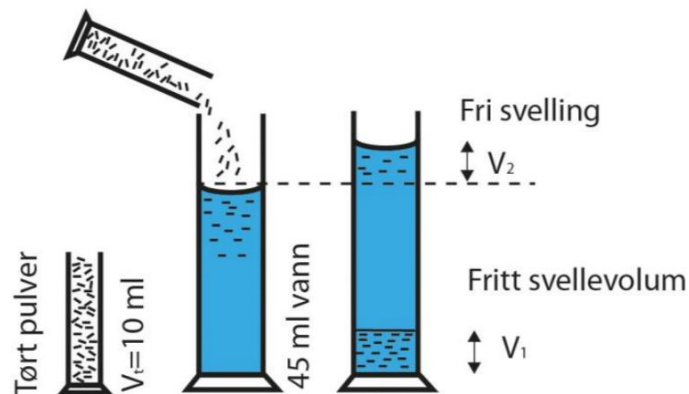


Figur 6.5 Test for svelletrykk. Prøvecelle til venstre (ISRM, 1979b), og prinsippskisse av ødeometeret til høyre (Sørlokk, Rokoengen og Nilsen, 2007).

Måling av svelletrykk kan i denne testen også utføres på en disk av bergarten. I tillegg kan det testes 3D-svulletrykk på en kube av bergarten.

6.1.9 Frisvellingstest

Frisvellingstest er en rask metode for å finne ut hvor mye vann et materiale kan binde i suspensjon, og dermed bestemme et materiales svullepotensiale. 10 ml pulver drysses forsiktig ned i en 50 ml målesylinder som vist i figur 6.6. Prøven står i et døgn for sedimentasjon, deretter avleses V_1 og V_2 .



Figur 6.6 Frisvellingstest (Statens vegvesen, 2016).

Indeksen for fri svelling (F_S) er forholdet mellom V_1 og V_t , se likning 6.10. Fritt svellevolum (F_S) er det volum vann prøven tar opp etter å ha sedimentert og fått svulle fritt, se likning 6.11 (Nilsen og Broch, 2012). Klassifisering av hvor aktivt svellende materialet er, er gitt i vedlegg 0.7.

$$F_S = \frac{V_1}{V_t} * 100\% \quad (6.10)$$

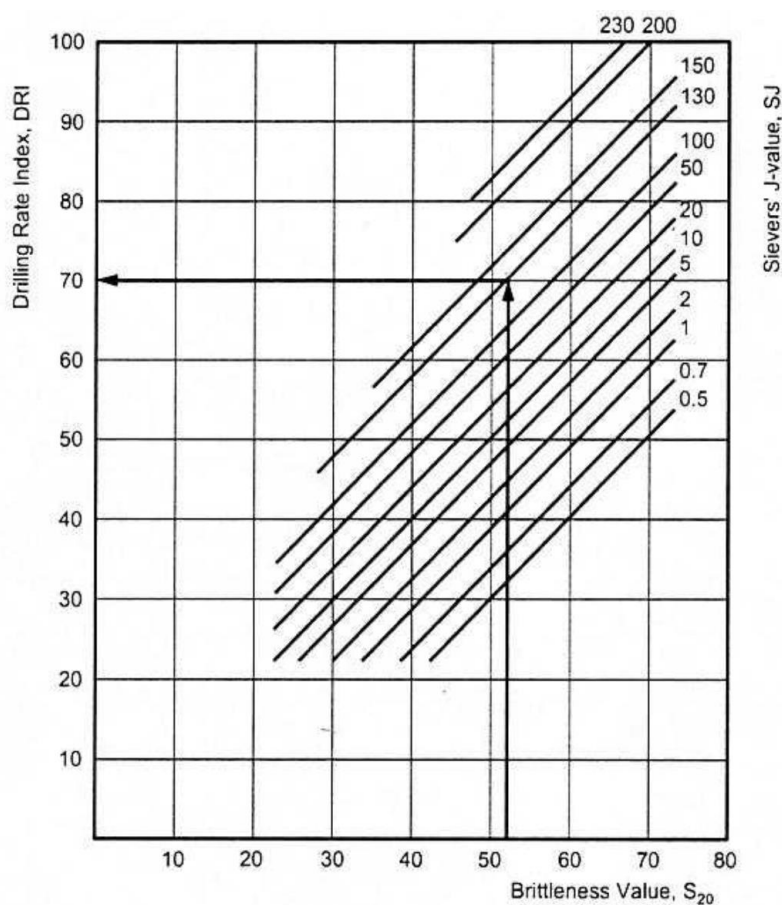
$$FS = \frac{V_1 - V_2}{V_0} * 100\% \quad (6.11)$$

6.1.10 Borbarhet

Borsynkindeksen (DRI – «Drilling Rate Index») bestemmes fra sprøhetstesten (som gir S₂₀-verdien) og Sievers' J-verdi, i figur 6.7. Borbarheten er et mål for sprøheten til bergarten korrigert for overflatehardheten. Kutterlevetidsindeksen (CLI – «Cutter Life Index») bestemmes fra Sievers' J-verdi og abrasjonsverdi for kutterstål (AVS) etter likning 6.12. CLI gir et mål for hvor lang tid det tar før kutterne er slitt og må byttes ut.

$$CLI = 13,84 * \left(\frac{SJ}{AVS}\right)^{0,3847} \quad (6.12)$$

Indeksene testes i henhold til standard etter Dahl (2003) «DRI, BWI, CLI Standard». Klassifikasjon av bergartens sprøhet, overflatehardhet og abrasjon er gitt i vedlegg 0.8.

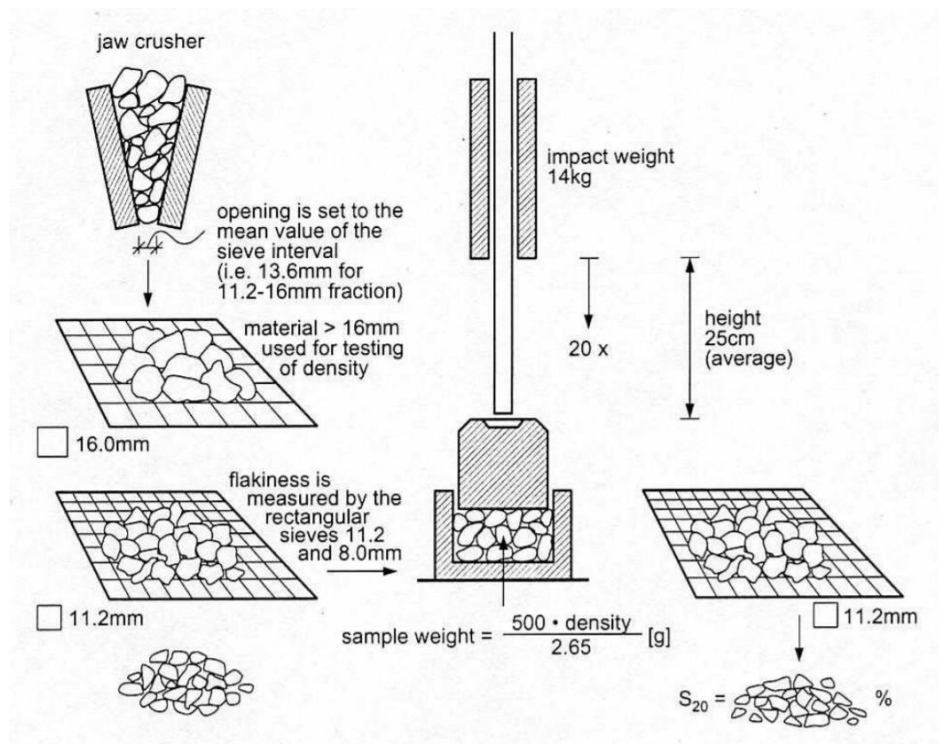


Figur 6.7 Diagram for å bestemme borsynkindeksen. Eksempelvis avlesning av diagrammet er illustrert med piler (Dahl, 2003).

6.1.10.1 Sprøhetstesten (S_{20})

Sprøhetstesten er todelt og gir de mekaniske egenskapene til en bergart. Først bestemmes flisigheten til bergarten, som illustrert i figur 6.8, deretter sprøhetsverdien S_{20} .

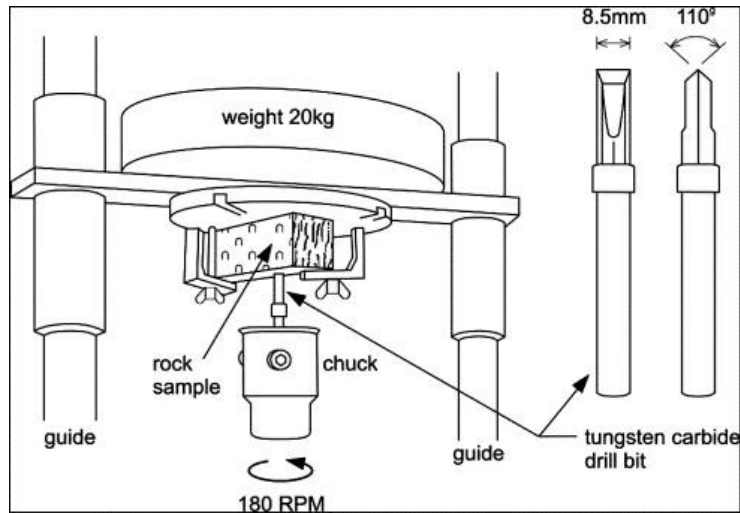
S_{20} er et mål for bergartens nedknusingsevne etter 20 slagpåkjenninger, hvor prøven er i fraksjonen 11,2-16,0 mm. S_{20} er gjennomsnittet av tre tester, se figur 6.8 for fremgangsmåte. En høy S_{20} -verdi indikerer lav motstandsdyktighet mot nedknusing, mens en lav verdi indikerer høy motstandsdyktighet mot nedknusing.



Figur 6.8 Fremgangsmåte for bestemmelse av S_{20} (Dahl, 2003).

6.1.10.2 Sievers miniatyrbortest (SJ)

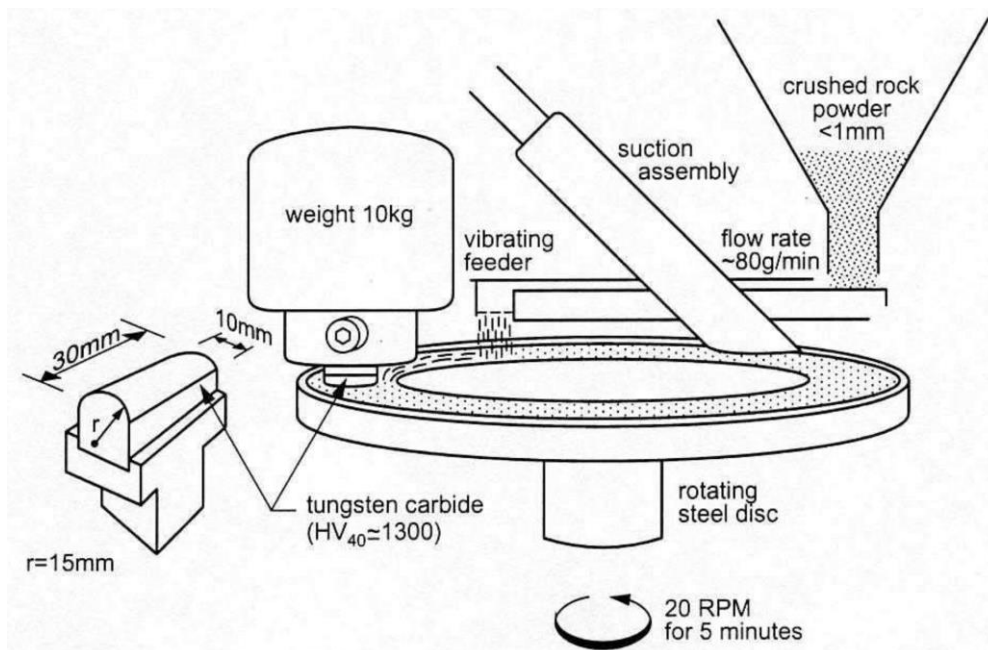
Sievers' J-verdi (SJ) bestemmes i en miniatyrbortest. Preparert «drill bits» festes i apparatet, se figur 6.9. 4-8 punkter som skal bores på prøvestykket (25-30 mm tykk skive) markeres. Disse velges ut i fra heterogeniteten til bergarten, og det bør etterstrebtes å bore i harde eller myke lag. Testen foregår ved at drill bitsen borer i 200 runder i det markerte punktet på prøvestykket. Dette gjentas til alle punktene er testet. Dypet på hvert miniatyrborehull måles. SJ er gjennomsnittet av dypet på alle borehullene målt i 1/10 mm.



Figur 6.9 Skisse av apparatet som benyttes i bestemmelse av SJ-verdien (Dahl, 2003).

6.1.10.3 AVS

AVS («Abrasion Value Steel Cutters») er abrasjonsverdien for stålkuttere. Bergarten som skal testes knuses ned til kornstørrelsen er fordelt slik at 99 % < 1 mm og 70±5 % < 0,5 mm. Bergartspulveret tilføres en roterende stålplate slik at et tynt, jevnt lag dekker platen. Testbitene av kuterringstålet veies før de installeres i maskinen i figur 6.10, og etter at testen er ferdig. Testen foregår i 1 minutt, som tilsvarer 20 rotasjoner av stålplaten. AVS er gitt av vekttapet i milligram av 2-4 kutteringsstålbiter etter ett minutt.



Figur 6.10 Skisse av apparatet som benyttes for å bestemme AVS (Dahl, 2003).

6.2 Resultater fra laboratoriet

6.2.1 Enaksiell trykkfasthet

Det er testet på tørr prøve. Med utgangspunkt i fire intakte kjerner, tålte tre kjerner preparering til test for enaksiell trykkfasthet. Alle kjernene har noen små sår langs kanten på endeflatene. Prøve B består av $\frac{3}{4}$ kalkrik leirskifer og $\frac{1}{4}$ svart leirskifer, se figur 6.11. Prøve C er svart leirskifer og har en skade på kjernen som vist i figur 6.12 med oransje pil. Prøve D er en matriks av svart leirskifer med linser og klaster av kalk, se figur 6.13. På endeflatene av prøve D kan det observeres tydelige sprekker mellom kalklinsene og den svarte leirskiferen. Prøve D har i tillegg et 1 mm dypt hakk på ca. 1 cm² omtrent 3 cm fra ene endeflaten.



Figur 6.11 Prøve B før (til venstre) og etter (til høyre) brudd.

Figur 6.12 Prøve C før (til venstre) og etter (til høyre) brudd. Oransje pil viser skade på kjernen.

Figur 6.13 Prøve D før (til venstre) og etter (til høyre) brudd.

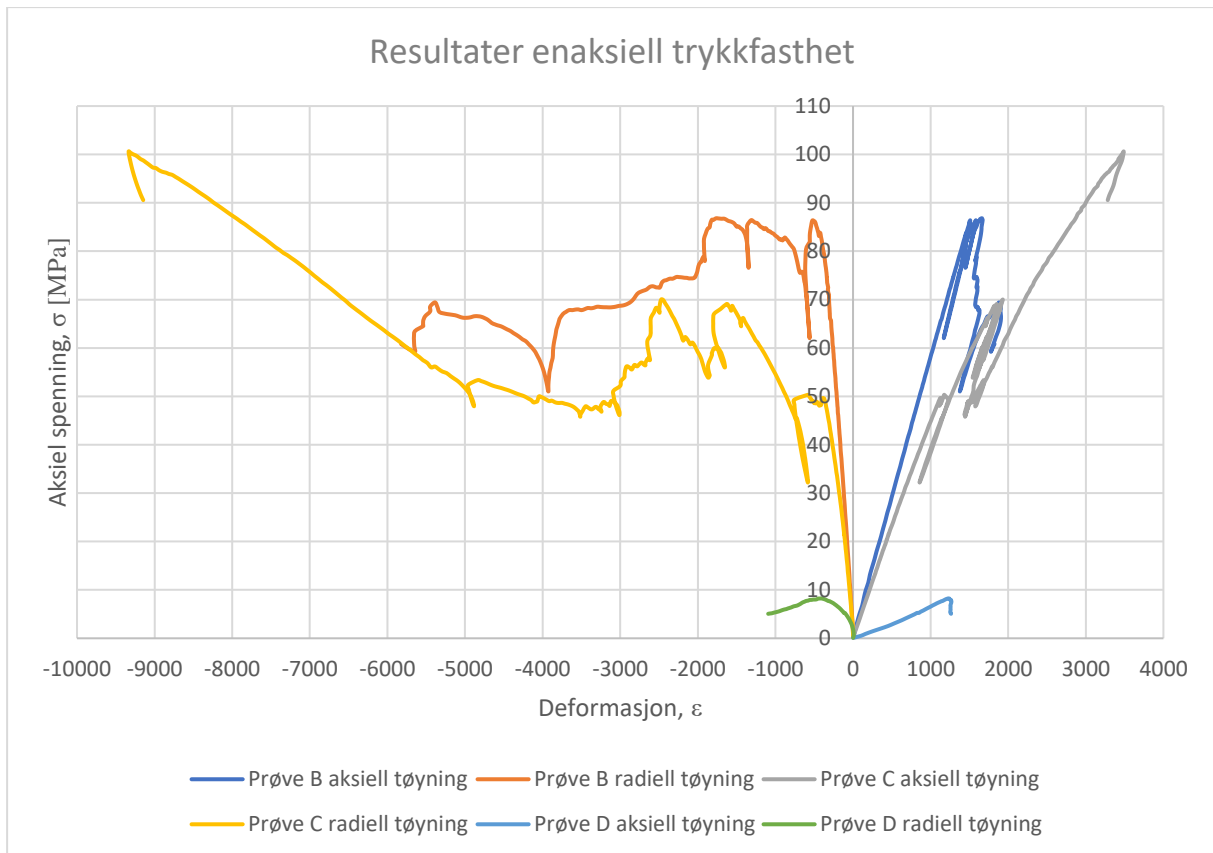
Prøve B skallet noe av og gikk i brudd med langsgående splitting, Prøve C gikk i brudd med langsgående splitting, mens prøve D gikk i enkelt skjærbrudd med uren bruddflate delvis bestående av glidespeil og foliasjonsplan. Bruddet i prøve D fulgte kalklinsene i ene halvdel av kjernen.

Tabell 6.1 viser bergmekaniske egenskaper for alunskifer, se beregninger i vedlegg B.6 og B.8. Kjernene har diameter 61-63 mm. Størrelseskorreksjoner for σ_c er utført etter likning 6.1.

Tabell 6.1 Lydhastighet, UCS, E-modul og Poissons forholdstall for svart leirskifer. E-modul er beregnet fra tangenten i intervall ved 50% av UCS.

Prøve	Borehull	Lydhastighet [m/s]	σ_{c50} [MPa]	σ_c [MPa]	E-modul (GPa)	Poissons tall
B	K7	5804	86,80	35,56	57,69	0,27
C	K8	4972	100,60	39,97	41,48	0,40
D	K8	3281	8,20	3,25	7,49	0,30

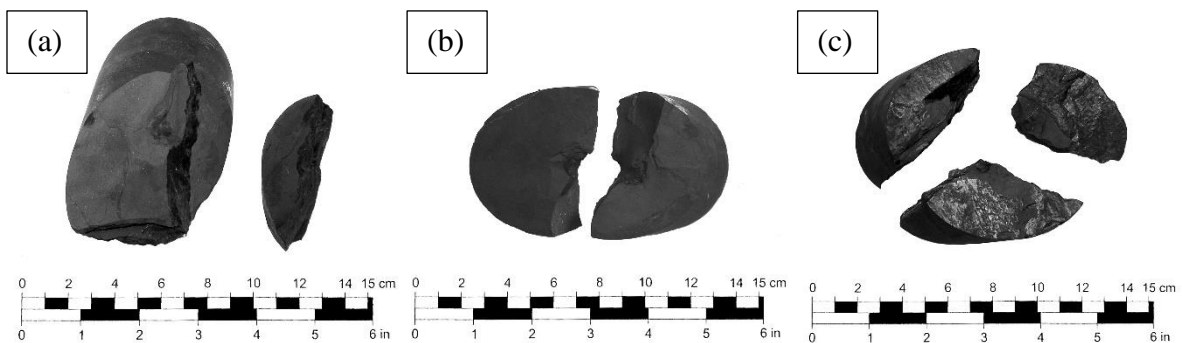
Figur 6.14 viser resultater fra test for enaksial trykkfasthet hvor aksial spenning er plottet mot tøyning, se vedlegg B.4 for bilder av kjernene før preparering. Se vedlegg B.6 for detaljer om prøvene og tangentpunkt.



Figur 6.14 Resultater fra test for enaksial trykkfasthet. Aksial spenning plottet mot tøyning.

6.2.2 Punktlasttest

Prøvene går enkelt til brudd diametralt. Noen følger plane bruddflater, mens andre danner bølgete bruddplan med synlige glidespeil. Det ble kjørt 11 diametraltester, hvorav kun én feilet. Aksielt feilet 13 av 18 prøver. Eksempel på mislykket og vellykket brudd er gitt i figur 6.15.



Figur 6.15 Aksial punktlasttest. (a) Mislykket brudd. (b) og (c) godkjent brudd. Prøve 19 (a), 10 (b) og 14 (c) i vedlegg B.7.

For de fleste prøvene graver konene ned i bergarten og prøven skaller av lag vinkelrett lastretningen uten at den går til ønskelig brudd. Vinkelen mellom kjernenes lengdeakse og foliasjonen varierte mellom 30-45°.

Gjennomsnittsverdier av $I_{S(50)}$ for diametral og aksial test er gitt i tabell 6.2. Fullstendige resultater er gitt i vedlegg B.7. Klassifikasjon for punktlasttest er gitt i vedlegg A.4.

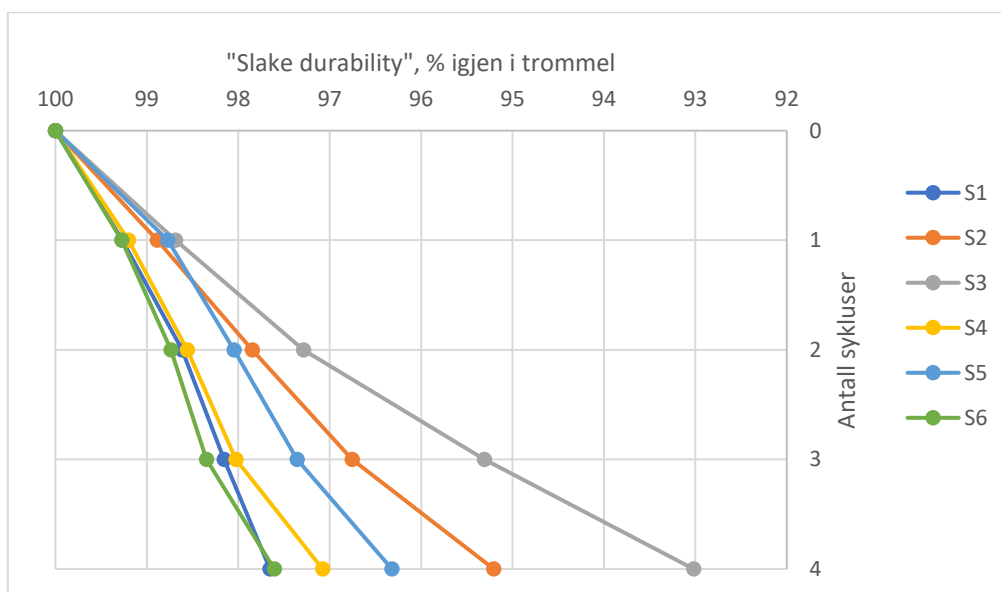
Tabell 6.2 Minimum-, maksimum-, gjennomsnittsverdi av $I_{S(50)}$ og standardavvik (std.) for alunskifer.

Type	Foliasjon	Min	Max	$I_{S(50)}$	Std.	Klassifisering
Diametral	parallel	0,26	0,82	0,69	0,117	Veldig lav
Aksial	vinkelrett	4,11	5,29	4,77	0,604	Høy

$I_{S(50)}$ lik 4,77 vil etter tabell 3.1 gi en UCS lik 76 MPa. Styrkeanisotropien er $f_A=6,9$ og indikerer en sterkt anisotrop bergart, se vedlegg A.5 for klassifikasjon av anisotrope bergarter.

6.2.3 Slake durability test

Det er i alt gjennomført seks tester. Det ble brukt springvann ved romtemperatur som desintegrerende væske. «Slake durability» er plottet mot antall sykluser i figur 6.16.



Figur 6.16 Antall sykluser plottet mot «slake durability».

Alle prøvene klassifiseres som «høy» motstandsdyktighet mot desintegrering, bortsett fra S3 som klassifiseres som «medium høy», se vedlegg A.6. Bilder og resultater fra testene er gitt i vedlegg B.9. Prøvebitene er noe avrundet og det er synlige avbrevte biter igjen i trommel. Materialet som har passert trommelen er < 2 mm.

6.2.4 XRD-analyse

Resultater fra XRD er gitt i tabell 6.3. Kalsitt er påvist med HCl i prøve S3. Prøve S4 og S5 reagerte ikke med HCl. Prøvene ble undersøkt for magnetkis med magnet, men ingen magnetiske mineraler ble påvist. Diffraktogram for de tre analysene er gitt i vedlegg B.10.

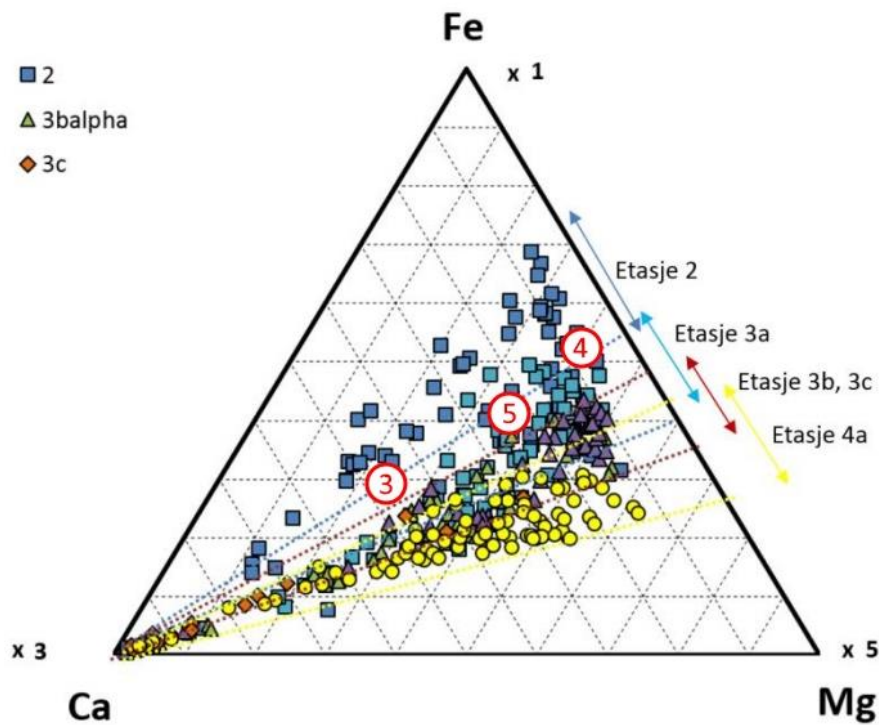
Tabell 6.3 Mineralogisk innhold i prøve S3, S4 og S5.

Prøve	S3	S4	S5
Borehull	K7	K8	K8
Kvarts	30	33	32
Kalsitt	6	< 1	< 1
Pyritt	10	10	10
Plagioklas	7	7	6
Glimmer	33	33	38
Alkalifeltspat	14	15	12
Magnetkis	< 1	< 1	< 1
Diopsid	-	-	< 1

XRD-analysen er gjennomført for å bestemme kvartsinnholdet i bergarten. Resultatet benyttes i kapittel 7.2 til analyse på TBM-drift.

6.2.5 XRF-analyse

Resultatene fra den *semi-kvantitative* XRF-analysen er gitt i trekantdiagram i figur 6.17.



Figur 6.17 Trekantdiagram hvor prøve S3, S4 og S5 er plottet. Modifisert etter NGI (2015b).

En indikasjon på den kjemiske sammensetningen av prøvene er å finne i vedlegg B.11. Det er viktig å påpeke at resultatene *kun* er en indikasjon på den kjemiske sammensetningen. Alle prøvene plotter på grense mellom etasje 2 og 3, se tabell 5.1 i kapittel 5.3 for rekkefølgen på etasjene. Grensene mellom etasjene overlapper og det må derfor påpekes at en fast bestemmelse av bergart må utføres på bakgrunn av ulike kombinasjoner av trekantdiagrammer (NGI, 2015b). Indikasjonene på kjemisk sammensetning fra XRF benyttes kun for å klassifisere bergart. Resultatet benyttes ikke ytterligere i oppgaven.

6.2.6 Tetthet

Tettheten til tørr alunskifer er beregnet fra kjernemateriale fra borehull K7, se vedlegg B.12. Dette er de samme prøvene som er brukt i borbarhetstesten. Fragmentene som er brukt i testen er den fraksjonen som ikke passerer 16,0 mm-sikten. Tettheten til alunskifer er 2,62 g/cm³.

6.2.7 Svelletrykksmåling

For prøve S1 var svelletrykket kun 0.01 MPa. Diagram over utviklingen av svelletrykket over 24 timer, er gitt i vedlegg B.13. Se vedlegg B.2.7 for kommentar til svelletrykksmåling av alunskifer.

6.2.8 Frisvelling

Et gjennomsnitt av resultatene fra frisvellingstestene som er gjort på samme materiale som slake-prøvene, er gitt i tabell 6.4. Alle verdiene for F_s er 90-110 % og dermed under kategorien lite aktivt materiale, se klassifisering i vedlegg A.7. Vedlegg B.14 angir resultatene i sin helhet.

Tabell 6.4 Resultater fra frisvellingstest.

Prøvegruppe	Borehull	F_s	FS	Klassifisering
B1	K8	93	73	Lite aktivt
B2	K7	90	70	Lite aktivt
D	K8	102	75	Lite aktivt
Gjennomsnitt		95	73	Lite aktivt

6.2.9 Borbarhet

Prøvemengden for svart leirskifer besto av ca. 7 kg. Nedknusing av bergarten til fragmenter < 1 mm viste at bergartens flisighet hindrer at den går gjennom 1 mm-sikten til tross for at den er malt ned flere ganger i knuser innstilt på 0,5 mm. Beregnede indekser for lys mikrosyenitt og svart leirskifer er gitt i tabell 6.5, klassifisering er etter tabell 3.2. Resultatene fra borbarhetstest på alunskifer og mikrosyenitt er gjengitt i sin helhet i vedlegg B.15.

Tabell 6.5 DRI (figur 6.7) og CLI (likning 6.12) for alunskifer og lys mikrosyenitt. Beregnede borbarhetsindekser for mikrosyenitt er etter (SINTEF, 2017), mens verdier for svart leirskifer er testet i denne masteroppgaven.

Indeks		Lys mikrosyenitt (klassifisering)	Svart leirskifer (klassifisering)
Borsynkindeks	(DRI)	40 (lav)	82 (meget høy)
Borslitasjeindeks	(BWI)	30 (lav)	-
Kutterringlevetid	(CLI)	10,8 (middels)	104,2 (ekstremt høy)

6.3 Diskusjon av resultater

6.3.1 Enaksiell trykkfasthet

På grunn av mangel på intakt kjernemateriale var det kun mulig å preparere tre prøver. Utseendemessig kan ikke prøvene inngå som en homogen prøvemasse. Kun for prøve C består hele kjernen av svart leirskifer. Prøve B ligger nærmest verdien for UCS for prøve C, mens prøve D avviker stort fra C. Standarden ISRM (1979a) krever minst 5 prøver for å kunne trekke et gjennomsnitt av beregnede verdier.

Kurvene i figur 6.14 for prøve B og C viser at prøvene går til brudd flere ganger før toppverdien σ_{c50} er nådd. Kurven «Prøve C aksiell tøyning» viser at prøven går til brudd ved σ lik ca. 50 og 70 MPa før den til slutt når en toppverdi (σ_{c50}) på ca. 100 MPa. σ_{c50} er dermed ikke fra intakt prøve. Det er likevel grunn til å tro at intakt berg vil ha en UCS lik eller større enn σ_{c50} .

6.3.2 Punktlasttest

Som anisotropifaktoren viser, er bergarten tydelig anisotrop. Bergarten bryter lett langs foliasjonsplan i diametraltesten når det lastes parallelt foliasjonen. For aksialtesten graver konene ned i prøven og lag skaller av før prøven går til brudd. Omregning fra $I_{S(50)}$ til UCS etter tabell 3.1 gir en verdi som avviker betydelig fra beregnet UCS i test for enaksiell trykkfasthet.

6.3.3 Lydhastighet

Prøvene B og C som visuelt sett hadde minst sprekker har som forventet høyest lydhastighet. Prøve D som både bestod av kalklinser og var delvis oppsprukket, har betydelig lavere lydhastighet.

6.3.4 Slake durability test

Prøvestykkene i «slake durability test» skal etterstrebtes mest mulig sfæriske. For svart leirskifer var ikke dette mulig. Av bitene som ligger igjen i trommelen etter 4. og siste syklus, er de minste

fragmentene avbroke kanter. Det er sannsynlig at «slake durability»-indeksen ville vært enda høyere dersom kantene hadde vært avrundet.

Etter fire sykluser kan prøvene enkelt deles opp med håndkraft langs tilsynelatende skifrihets- og foliasjonsplan. Dette viser at alunskifer forvitrer relativt raskt ved gjentatte sykluser med fukting og tørking og mister heften, men at «slake durability test» ikke opp fanger dette ettersom elementene som passerer trommelnettverket må være mindre enn 2 mm.

6.3.5 Svelling

Både resultatene fra måling av svelletrykk i ødometer og frisvellingstesten, viser at alunskifer ikke sveller. Dette samsvarer med resultater fra Skippervik, Panthi og Dahl (2014). Det er som kjent observert og registrert svelletrykk opp mot 2 MPa i felt, tilsvarende er også blitt målt i laboratorium på disk- og 3D-prøver fra Hamar.

Frisvelling er kun orienterende hva gjelder svelling, og gir en indikasjon på hvor mye vann bergartspulveret kan binde i suspensjon. Det må medregnes en viss spredning i resultatene da det vil forekomme ulik pakning av pulveret i 10 ml målesylinderen. I tillegg er det vanskelig å avlese menisken, samtidig som nøyaktigheten på 50 ml målesylinder er lav.

6.3.6 Mineralogi

XRD-analysen viser at det er så mye som 10 % pyritt i prøvene. De store jernmengdene kan gi problemer i XRF-analysen.

Det er kjørt en semi-kvantitativ XRF-analyse for å finne den kjemiske sammensetningen i prøven. Dette gir *ikke* en nøyaktig kjemisk sammensetning, *kun* en indikasjon. Likevel kan resultatene benyttes ettersom de ulike bestanddelene i trekantdiagrammet multipliseres med en faktor som gjør at usikkerhetsgrensene viskes noe ut. Grensene i trekantdiagrammet som er benyttet er flytende og det er derfor ikke sikkert hvilken etasje prøvene er fra. Det er en viss korrelasjon mellom prøvene ettersom de plotter langs samme etasje-linje i trekantdiagrammet.

6.3.7 Borbarhet

Til tross for at XRD-analysen indikerer at alunskifer inneholder opp mot 33 % kvarts, er AVS lik 0. Dette har sammenheng med at bergarten er svært finkornet. Stykket av kuterringstål er veid på en vekt med 0,001 g nøyaktighet, og AVS kan derfor være 0,5 mg eller mindre. Ettersom AVS er lik 0, ble det valgt å ikke gjennomføre AV da denne sannsynligvis ville blitt 0.

7 NTNU-metoden for TBM-drift

Prognosemodeller for TBM er laget for å beregne inndrift og kostnader. NTNU-metoden (tidligere NTH-metoden) er prognosemodellen ved Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet (NTNU). Blant de bergmekaniske parameterne som inngår i NTNU-metoden er oppsprekking og borbarhet (omtalt under kapittel 3.6 og 6.1.10). I dette kapitlet vil det presenteres en kort innføring i NTNU-metoden, samt en beregning av kostnader for borverktøy i geologien i Oslo sentrum.

7.1 Teori

NTNU-metoden er utviklet av NTNU og Bruland (1998). Prognosemodellen beregner netto inndrift, kutterverktøylevetid og drivekostnader for tunnelboremaskiner i hardt berg. Modellen er basert på bergmasse- og maskinparametre fra 35 prosjekter og 250 km fullprofilboret tunnel i Norge.

7.1.1 Modell for netto inndrift

En TBMs inndrift er avhengig av bergmassens egenskaper og maskinparametre. Jo bedre forundersøkelser som er gjort i form av ingeniørgeologisk kartlegging og kjerneboringer, desto bedre vil TBMen kunne tilpasses grunnforholdene. For å gi et godt estimat av inndriften, vil detaljert kartlegging av bergartenes grad av oppsprekking, borsynk- og sliteegenskaper være viktig (Bruland, 2013). Tabell 7.1 oppsummerer faktorer som påvirker inndriften. Netto inndrift øker ved høy oppsprekking, og reduseres ved lav oppsprekking (Jakobsen og Arntsen, 2014). Med oppsprekking menes stikk, riss og sprekker med liten eller ingen skjærfasthet. Oppsprekkingen karakteriseres av oppsprekingsgraden (type og frekvens) og orientering av sprekker i forhold til boreretning. Veldig harde bergarter reduserer inndriften og gir høy kutterslitasje.

Tabell 7.1 Faktorer som påvirker inndriften. Oversatt etter tabell i Bruland (2013).

Bergmassens egenskaper	Maskinparametre
Oppsprekking; frekvens og orientering	Matekraft
DRI	Borhodets omdreiningstall
Porøsitet	Midlere kuttersporavstand
	Kutterstørrelse og -form
	Installert effekt

7.1.2 Modell for kutterverktøylevetid

Kutterverktøyets levetid er avhengig av CLI og innhold av slipende mineraler som kvarts, se tabell 7.2 (Bruland, 2013; Jakobsen og Arntsen, 2014). CLI er basert på laboratorietester for overflatehardhet (SJ-verdien) og abrasive egenskaper ved bergarten (AVS), se for øvrig kapittel 6.1.10.

Tabell 7.2 Oversikt over bergmassens egenskaper som påvirker maskinparametre. Modifisert og oversatt etter tabell i Bruland (2013).

Bergmassens egenskaper	Maskinparametre
CLI	Kutterdiameter
Bergartens innhold av slitende mineraler, spesielt kvarts	Kuttertype og -kvalitet Borhodediameter og -form Borhodets omdreiningstall Antall kuttere på borhodet

7.1.3 Modell for drivekostnader

Drivekostnadene er avhengig av inndrift, kutterlevetid (nedetid for kutterbytte, kostnader for nye kuttere), utnyttelsesgrad til TBM basert på erfaringstall, innkjøpspris for TBM, strømkostnader, lønn til arbeidere, drivstoffkonsum og rentenivå (Bruland, 2013; Jakobsen og Arntsen, 2014).

7.2 Vurdering av kostnader for borverktøy

Dataprogrammet FullProf beregner kostnader og inndrift for TBM. Da lite informasjon foreligger, er det valgt kun å se på kostnadene på borverktøy ved driving i alunskifer eller mikrosyenitt. Alle forhåndsinnstillinger i programvaren beholdes, bortsett fra de inndata som er listet opp i tabell 7.3. Verdier for DRI og CLI er hentet fra tabell 6.5, kvartsinnhold for alunskifer er fra tabell 6.3 og kvartsinnhold for mikrosyenitt er fra SINTEF (2017).

Tabell 7.3 Inndata og kostnader for borverktøy beregnet i FullProf.

Inndata	Alunskifer	Mikrosyenitt
Tunnellengde	1400 m	1400 m
TBM-diameter	8,5 m	8,5 m
DRI	82	40
CLI	104	11
Kvartsinnhold	33 %	6 %

Kostnader borverktøy		
Kostnad pr. m	520 kr	9077 kr
Kostnad pr. utboret volum	9 kr	156 kr
Kostnad pr. time og kutter	17 kr	77 kr

Det er ikke tatt forbehold om at deler av tunnelen går i løsmasse og at kuttere må byttes til skrapere. Det er kun beregnet kostand for borverktøy pr. meter for å gi et inntrykk av hvordan alunskifer og mikrosyenitt påvirker boreverktøyet. Resultatene fra tabell 7.3 har sammenheng med resultatene fra lab og gir en sterk indikasjon på at høy CLI gir lavere kostnader for kutterverktøy.

7.3 Diskusjon

Prognosemodeller for TBM vil avvike fra «field performance» for TBMen i alle prosjekter. Likevel vil de gi en indikasjon på «field performance» for nye prosjekter. En vanlig feilkilde i disse modellene er at «operating level» er antatt til TBMs fulle kapasitet. I realiteten vil maskinen jobbe med lavere kapasitet og dermed skape et avvik fra de predikerte verdiene. Andre feilkilder kan være misforståelse av maskinparametre og problemer med kalibrering av instrumenter (Rostami, 2016).

NTNU-modellen er basert på TBM-drift i hardt berg. Geologien i Oslo er varierende mellom harde ganger av mikrosyenitt og en svakere alunskifer. Ulempen ved bruk av empiriske modeller er at parameterne i disse modellene bør samsvare godt med parameterne for prosjektet modellen skal benyttes i. Parametere for bergartene i Oslofeltet vil derfor avvike fra NTNU-modellen.

Ideelt sett bør det gjennomføres kjerneprøver langs hele traseen, for å få en detaljert kartlegging av geologien og de bergmekaniske egenskapene. På bakgrunn av slike grunnundersøkelser kan det gis en god prognose med NTNU-modellen. Langs traseen Oslo S – Nationalteatret har det ikke lyktes forfatter å innhente tilstrekkelig geologisk informasjon til å utføre en god prognose for TBM-drift. Til tross for at den nye jernbanetunnelen følger i nærheten av eksisterende tunneler, er det i samtaler med prosjektleder Nina Tveiten for jernbanetunnelen, diskutert at geologien langs traseen vil avvike fra de eksisterende tunnelene som følge av den omfattende foldingen og forkastninger i Oslofeltet.

Som det fremkommer av tabell 3.3 varierer erfarte verdier for CLI for leirskifer og kalkstein mye i Oslo-området. På bakgrunn av dette kan det ikke trekkes en konklusjon på hvordan TBMen vil operere i disse bergartene. Resultatene fra lab (kapittel 6.2.9) og SINTEF (2017) ga verdier for DRI og CLI som for alunskifer faller innenfor de erfarte intervallene. For mikrosyenitt er DRI innenfor intervallet for erfarte verdier, mens CLI avviker stort fra dette intervallet med 10,8 som målt verdi, sett opp mot 105-110 som er det erfarte intervallet. TBM

som kun borer i mikrosyenitt vil ha høy slitasje på kuttere og lavere inndrift enn en TBM som kun opererer i alunskifer. Resultatene fra tabell 7.3 indikerer at høy CLI gir lavere kostnader.

Kontrasten mellom mikrosyenitt og alunskifer og de tilhørende verdiene for DRI og CLI, kan skape problemer som beskrevet under kapittel 3.7.1 om «mixed face» forhold. Over tid vil dette føre til ujevn slitasje på kuttere. I tillegg kan skade på kuttere og ustabiliteter i TBMen på grunn av ujevn lastfordeling på stuff, føre til problemer.

Ettersom geologien i Oslo har gjennomgått en rekke geologiske hendelser, vil retning på oppsprekkingen langs tunnelen variere mye. Geologiske snitt som er tolket langs Oslotunnelen indikerer betraktelig folding langs tunnelens lengdeakse. Dette kan gi store svingninger i borbareheten til bergartene.

Det er ikke bare geologien som avgjør inndriften til TBMen, også omgivelsene påvirker. Ettersom regiontogtunnelen for Oslo S – Nationaltheatret ligger i urbane strøk, vil det som nevnt under kapittel 5.1 være mange hensyn å ta. Ikke bare må det bores forsiktig i nærheten av eksisterende konstruksjoner, også sonderboringer og forinjeksjoner må gjennomføres for å tilpasse maskinelle innstillinger og for å unngå grunnvannssenkning som kan føre til setninger av den marine leira, og svelling og nedbryting av alunskifer. Dette begrunner ytterligere at det må utføres omfattende forundersøkelser for å gi en god prognose med NTNU-modellen.

8 Stabilitetsanalyse med RS²

Fire tverrsnitt av ny tunnel for regiontog fra Oslo S til Nationaltheatret (se figur 5.1) analyseres med hensyn på stabilitet og svelletrykk på 1 MPa i RS², se punktene under. Lengdeprofil av tunnelen og oversiktskart er gitt i vedlegg C.

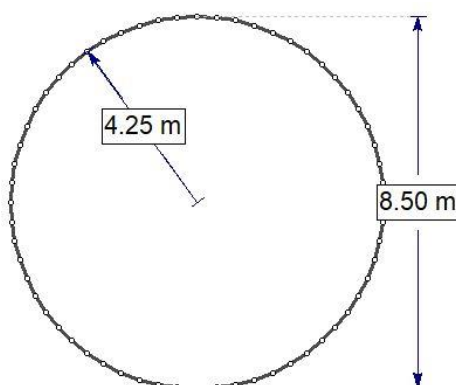
- Pr. nr. 400 – overdekning: 9 m berg + 1 m løsmasse
- Pr. nr. 578 – overdekning: 8 m berg + 9 m løsmasse
- Pr. nr. 680 – overdekning: 18 m berg + 1 m løsmasse
- Pr. nr. 790 – overdekning: 3 m berg + 8 m løsmasse

Det er i analysene sett på stabiliteten til tunnelen uten svelletrykk: med og uten sikring; med svelletrykk: med og uten sikring. For pr. nr. 680 er det i tillegg kjørt analyser for svelletrykk < 1 MPa. Betydningen sprekkenes avstand til tunnelperiferien har på deformasjon fra svelletrykk, er analysert for flere av tverrsnittene.

8.1 Data i modellen for Oslo S – Nationaltheatret

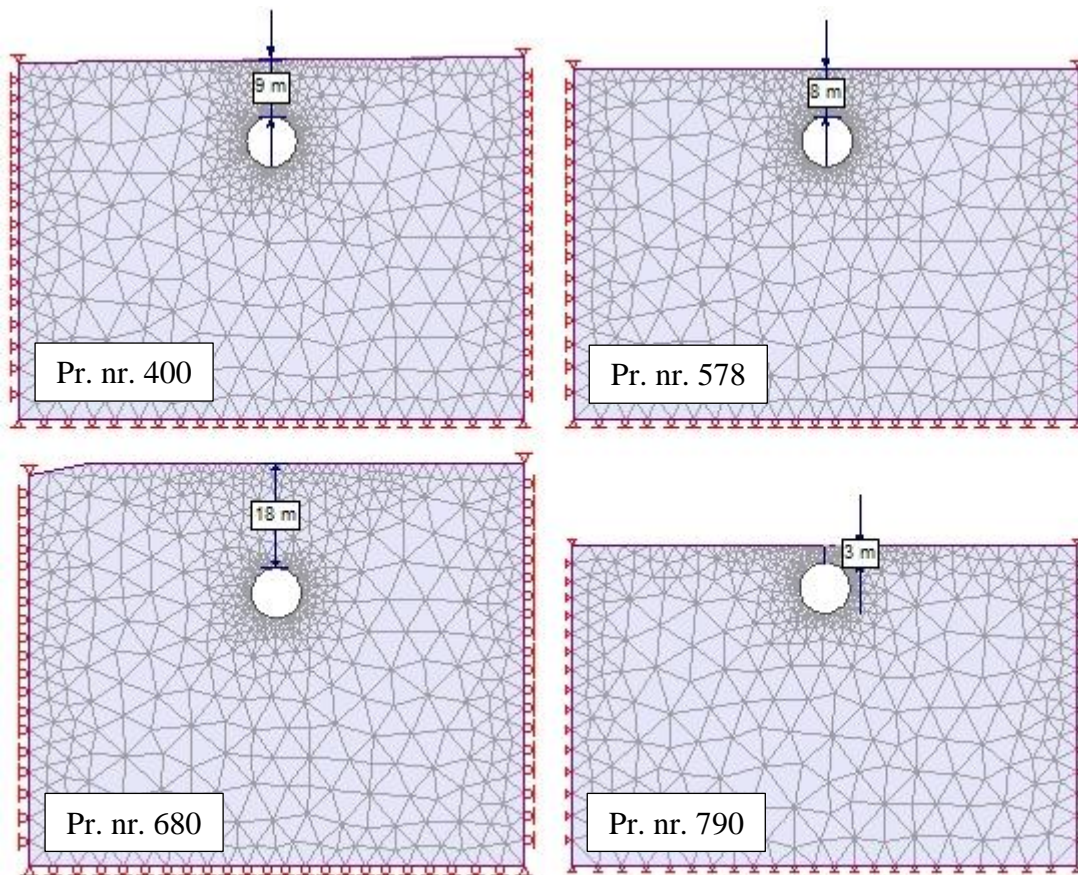
8.1.1 Geometri og grensebetingelser

For enkeltsporet tunnel beregnet for hastigheter opp mot 200 km/t, vil minste TBM-radius være 8,5 m (Jernbanekompetanse.no, 2017). Geometrien til modellen er konstruert med 60 noder, se figur 8.1.



Figur 8.1 Tunnelgeometri.

Ytre grenser for modellen er satt til fem ganger diameteren på tunnelen for å unngå sideeffekter. Hjørnene av modellen er låst i x- og y-retning, mens sidene og bunnen kan bevege seg fritt. På overflaten påføres linjelast av løsmasser, som beskrevet under kapittel 8.1.4. Figur 8.2 viser geometri og grensebetingelser til modellene for de fire tverrsnittene.



Figur 8.2 Modeloppsett for tverrsnittene.

Tverrprofilene i analysen er sett mot vest, i retning Nationaltheatret. Orientering av tunnelen for hvert tverrsnitt og overdekning er vist i tabell 8.1.

Tabell 8.1 Orientering og overdekning av tunnelen i tverrsnittene.

Pr. nr.	Orientering av tunnelen	Total overdekning	Overdekning i berg
400	N090Ø	10 m	9 m
578	N105Ø	17 m	8 m
680	N114Ø	19 m	18 m
790	N117Ø	11 m	3 m

8.1.2 Bruddkriterium

Valg av bruddkriterium er gjort på bakgrunn av kapittel 3.3.3, figur 3.8, og kjernelogging etter NGI (2017). Sprekerosene i figur 8.3 indikerer 1-2 sprekkese. Mohr-Coloumb bruddkriterium benyttes på alunskifer. Parametere i bruddkriteriet er generert ved å benytte RocData 5.0, se tabell 8.2 under kapittel 8.1.3.

8.1.3 Bergmassekvalitet og -parametere

Data fra borehull K7 er benyttet for å bedømme bergmassekvaliteten. Sprekkerose for borehull K7 er presentert i figur 8.3. Materialparametere som benyttes i RocData 5.0 er presentert i tabell 8.2. Ytterligere beregninger er gitt i vedlegg D.1 og D.3. $D=0$ ettersom TBMen etterlater en tilnærmet uforstyrret kontur.

Tabell 8.2 Materialparametere for alunskifer. Under kolonnen «Kilde» er L.=likning og V.=vedlegg.

Parameter	Symbol	Alunskifer	Hentet fra
Q-verdi	Q	1,89	L. 3.9, V. D.3
«Rock Mass Rating»	RMR	54	L. 3.8, V. D.3
«Geological Strength Index»	GSI	49	L. 3.7, V. D.3
Residual «Geological Strength Index»	GSI_{res}	25	L. 3.6, V. D.3
Enaksiell trykkstyrke [MPa]	σ_{ci}	34,91	V. D.1
Youngs modulus [GPa]	E_i	40,77	V. D.1
Poissons tall	ν	0,29	V. D.1
Tetthet [g/cm ³]	ρ	2,62	V. B.12
Forstyrrelsesfaktor	D	0	V. 0.9
Materialkonstant for intakt berg	m_i	6	RocData

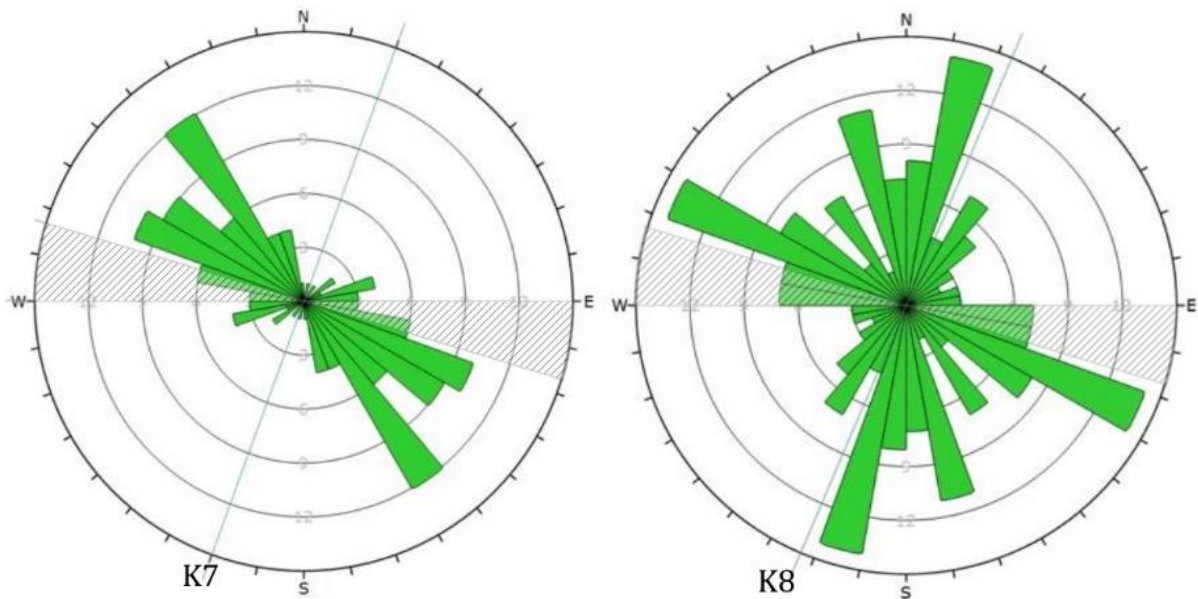
Materialparametere for bergmassen er gitt i tabell 8.3.

Tabell 8.3 Bergmasseparametere for alunskifer i RS². Parameterne er beregnet i RocData 5.0 med verdier fra tabell 8.2. Residualverdier er i parentes.

Parameter	Pr. nr. 400	Pr. nr. 578	Pr. nr. 680	Pr. nr. 790
Strekstyrke [MPa]	-0,12 (-0,02)	-0,12 (-0,02)	-0,12 (-0,02)	-0,12 (-0,02)
Friksjonsvinkel [°]	54,84 (50,23)	55,25 (50,93)	52,93 (45,76)	57,72 (56,02)
Kohesjon [MPa]	0,29 (0,08)	0,29 (0,07)	0,32 (0,10)	0,29 (0,06)
Deformasjonsmodulus [GPa]	11,78 (2,40)	11,78 (2,44)	11,78 (2,44)	11,78 (2,44)
Materialtype	plastisk	plastisk	plastisk	plastisk

8.1.3.1 Sprekker

Figur 8.3 viser sprekkerose for borehull K7 og K8. K7 ligger nærmest regiontogets passering ved Stortorvet og består for det meste av svart leirskifer (se figur 5.5).



Figur 8.3 Sprekkeroser for borehull K7 og K8. Tunnelens lengdeakse ligger innenfor området i grå skravur. Modifisert etter NGI (2017).

Data om sprekker og foliasjon som er benyttet i stabilitetsanalysen, er hentet fra intervallet 25-35 m i borehull K7. Gjennomsnittlig fall/fallretning er $42^\circ/333\text{NV}$ i alunskifer. Sprekkene er modellert med 2 m avstand og tilsynelatende fallvinkel (d_a) gitt i tabell 8.4. Kjerneloggingen fra NGI (2017) indikerer en tettere oppsprukket bergmasse, men det gir en modell som det tar lang tid å kjøre. Forhåndsinnstillinger for sprekker i RS^2 er benyttet, disse er lagt ved i vedlegg D.5. Beregninger for tilsynelatende fallvinkel er gitt i vedlegg D.4. Figur 8.4 viser sprekkesettet omkring tunnelåpningen.

Tabell 8.4 Fallvinkel (d_a) mot nord for sprekker i profilnummer x.

Pr. nr.	d_a
400	39°
578	34°
680	30°
790	28°

8.1.4 Spenninger og last

Gravitasjonsspenninger benyttet i modellen er presentert i tabell 8.5. Vertikalspenningen er gitt av likning 3.20. Horisontalspenningene er fra spenningsmålinger i Lørentunnelen, som ligger omtrent 3,5 km nordøst for Oslo sentralstasjon.

Tabell 8.5 Oversikt over spenninger i RS². Horisontalspenningene er fra Lørentunnelen (Larsen, 2010). Forholdet mellom horisontal og vertikal spenning er beregnet etter likning 3.20.

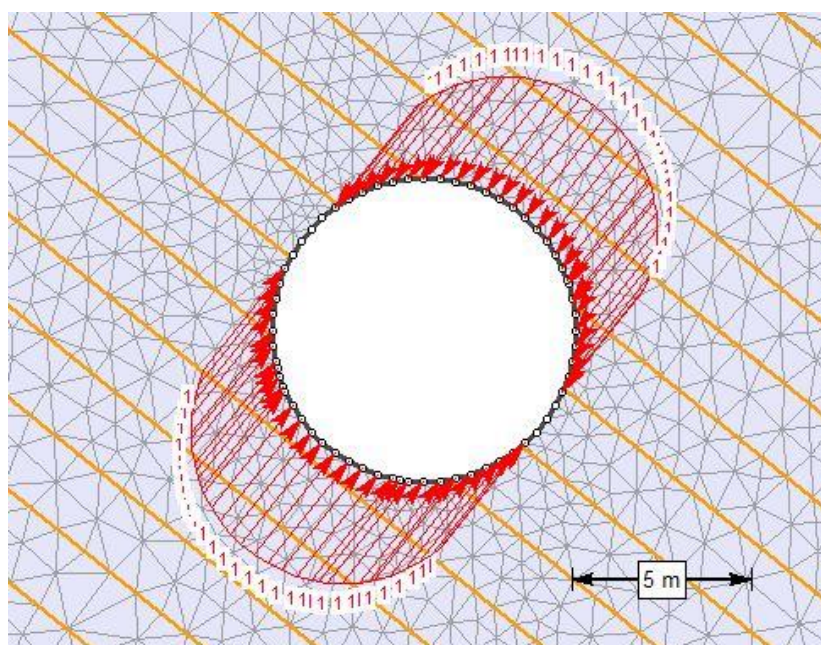
Gravitasjonsspenninger for alunskifer i RS²	
Total Stress Ratio (horiz/vert in plane)	0,41
Total Stress Ratio (horiz/vert out-of-plane)	0,41
Locked-in horizontal stress (in plane) [MPa]	13,5
Locked-in horizontal stress (out-of-plane) [MPa]	3,5

Løsmassene har minimal stabiliserende effekt og er derfor å regne som en last. Lasten er beregnet med likning 3.20 og gitt i vedlegg D.2. Tettheten til leira er satt til 1,5 g/cm³. Lasten påføres på overflaten vertikalt. Lasten fra bygninger på overflaten neglisjeres.

Noe av deformasjonen vil finne sted før sikringen installeres (Hoek, 1998). Derfor splittes lasten til 30 % i steg 2 og 70 % i steg 3 av modellen (Rocscience, 2018a).

8.1.5 Svelletrykk

Som det er presentert under kapittel 3.5.1, er høyeste svelletrykk målt på lab 1 MPa for alunskifer i Oslo. Det er derfor modellert med svelletrykk fra 0 til 1MPa. Svelletrykket er påført normalt sprekkenes/foliasjonen i alunskifer, på tunnelperiferien, illustrert i figur 8.4. Det lar seg ikke gjøre å påføre svelletrykket *på* sprekkenes, slik situasjonen i felt faktisk er.



Figur 8.4 Svelletrykk i pr. nr. 400.

8.1.6 Grunnvann

Det er valgt å modellere uten grunnvann tilstede da det er antatt at det vil foretas forinjeksjoner foran TBMen for å tette bergmassen. Samtidig antas det at sprekkene er tette og lite vannførende (jamfør vanntapsmålinger i NGI (2017) og etter råd fra veileder Krishna K. Panthi).

8.1.7 Bergsikring

Q-verdi for alunskifer (se tabell 8.2) gir sikringsklasse 4 (6-9 cm fiberforsterket sprøytebetong og bolting) eller 5 (9-12 cm fiberforsterket sprøytebetong og bolting), se vedlegg 0.2. Grunnet strenge tetthetskrav på bare noen liter innlekkasje per minutt i Oslo sentrum (Statens vegvesen, 2004), og de alvorlige konsekvensene en kollaps i Oslo sentrum vil få, sikres tunnelen med kontinuerlige betongelementer. Det finnes ingen funksjon i RS² som installerer slike elementer, derfor er egenskapene for betongelementer i tabell 8.6 benyttet for «liner»-funksjonen i RS². Lineren modelleres som plastisk materiale, se vedlegg D.6 for plastisk egenskaper. Antall linerelementer er 59.

Tabell 8.6 Egenskaper for betongelementer. Modifisert etter (Do *et al.*, 2013).

Parameter	Enhet	Verdi
Youngs modulus, E	GPa	24,8
Poissons tall, ν		0,2
Tykkelse	m	0,3

8.1.8 Steg

Modellen er delt inn i fire steg:

- Steg 1: in situ – modellen etableres slik at bergmassen setter seg
- Steg 2: utgraving – tunnelen «graves» ut
- Steg 3: bergsikring – påføring av liner/sprøytebetong
- Steg 4: svelletrykk

For modellene som modelleres uten bergsikring, modelleres steg 3 uten bergsikring. Modellene som ikke har svelletrykk, modelleres uten svelletrykk i steg 4.

8.2 Analyse og resultater

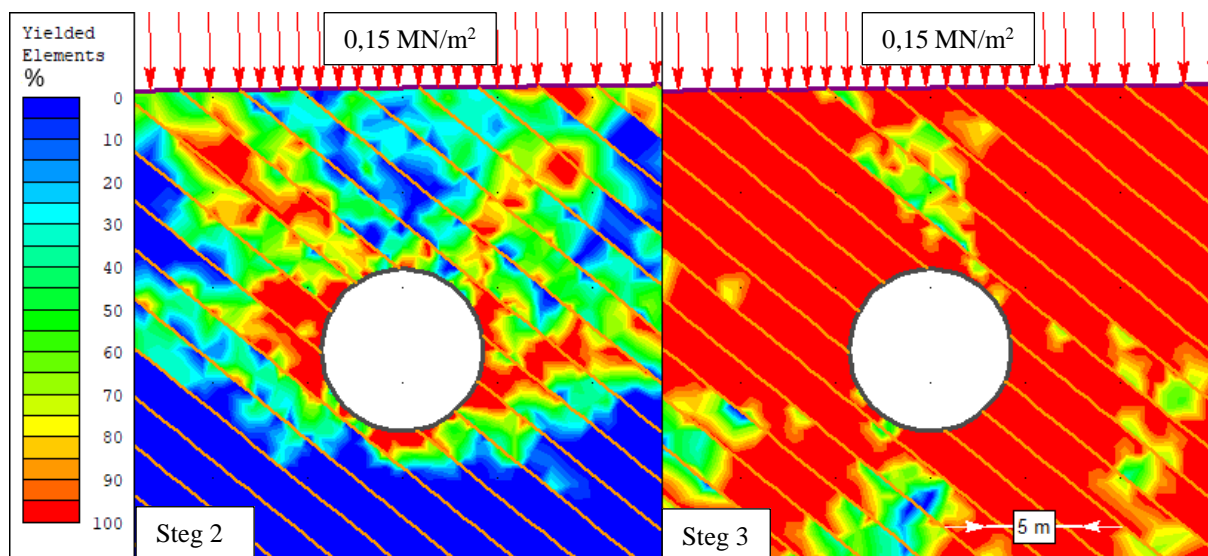
Store deler av bergmassen har sikkerhetsfaktor < 1 i steg 4, som indikerer at spenningene overgår bergmassens styrke og at bergmassen ikke er selvbærende.

Det er generert tilfeldige sprekker i modellen. Forskjellige genereringer gir kun utslag i modelleringen av svelletrykk. Der hvor svelletrykket kun skaper deformasjon på en side av tunnelen, er flere sprekkekonfigurasjoner presentert.

De mindre deformasjonene som oppstår kan skyldes lukking av sprekker og setninger i bergmassen.

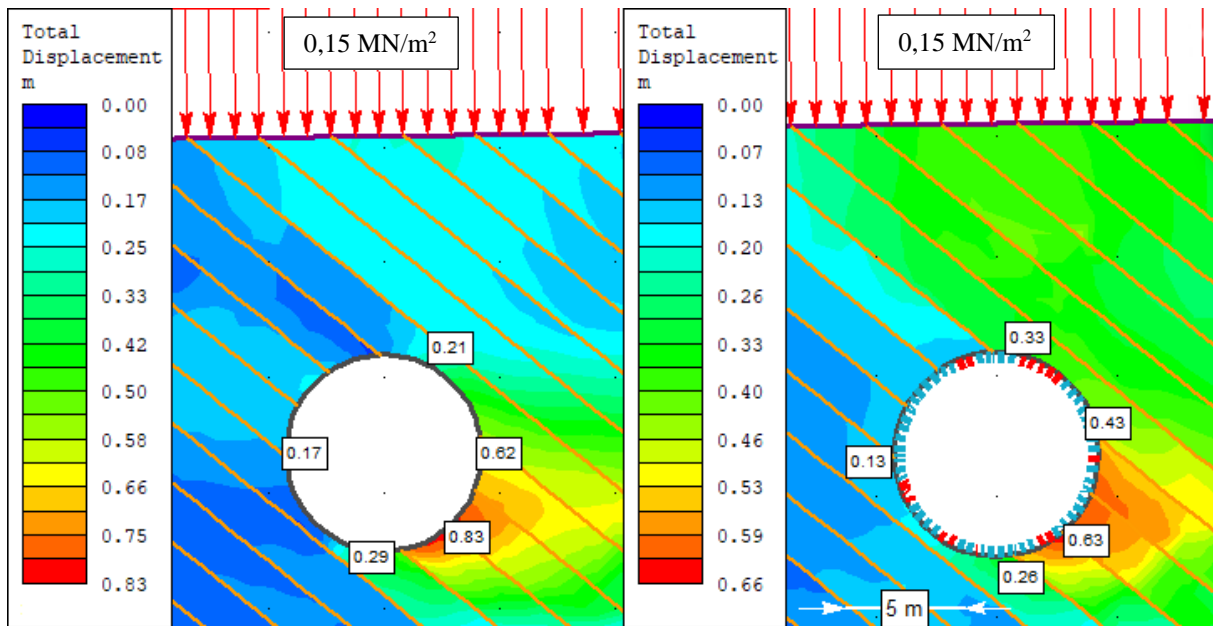
8.2.1 Pr. nr. 400 – overdekning: 9 m berg + 1 m løsmasse

Bruddsone: Utviklingen av bruddsonen rundt tunnelen er vist i figur 8.5. I steg 2 oppstår stabilitetsproblemer i vegger, mens det i steg 3 utvikles en bruddsone rundt hele tunnelen som i tillegg vil gi nedfall av blokker i heng.



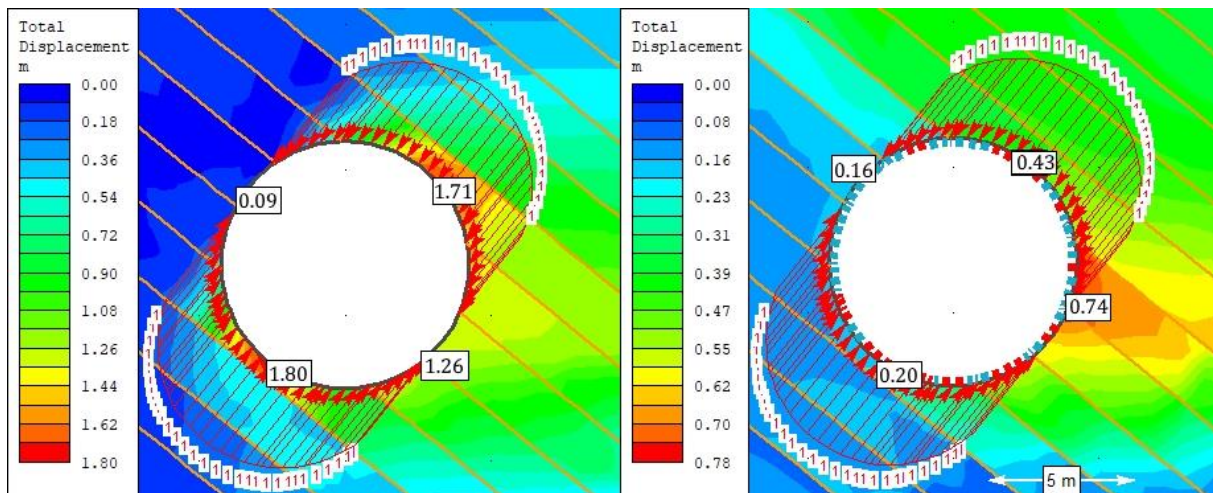
Figur 8.5 Pr. nr. 400: utvikling av bruddsone i steg 2 og 3.

Uten svelletrykk: Figur 8.6 viser tunnelen uten og med sikring, uten svelletrykk i steg 4. Deformasjonen nede i høyre hjørne av tunnelen skyldes den tilfeldige genereringen av sprekke. 17 linerelementer går til brudd.



Figur 8.6 Pr. nr.400 uten svelletrykk: uten og med liner. 17 linerelementer i brudd.

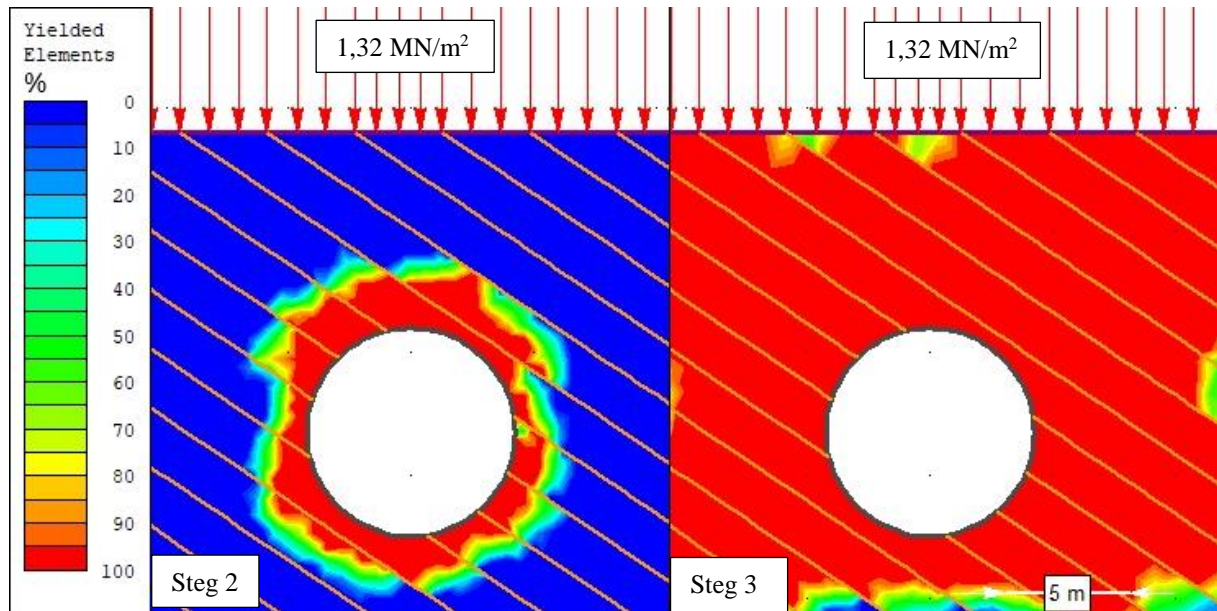
Med svelletrykk: Figur 8.7 viser tunnelen med svelletrykk, uten og med sikring i steg 4. På grunn av den tilfeldige genereringen av sprekker og måten svelletrykket er modellert på, vil deformasjonen som svelletrykket forårsaker ligge mellom 0,20-0,43 m med sikring. Uten sikring vil tunnelen kunne kollapse.



Figur 8.7 Pr. nr. 400 med 1 MPa svelletrykk uten og med sikring. 27 linerelementer i brudd.

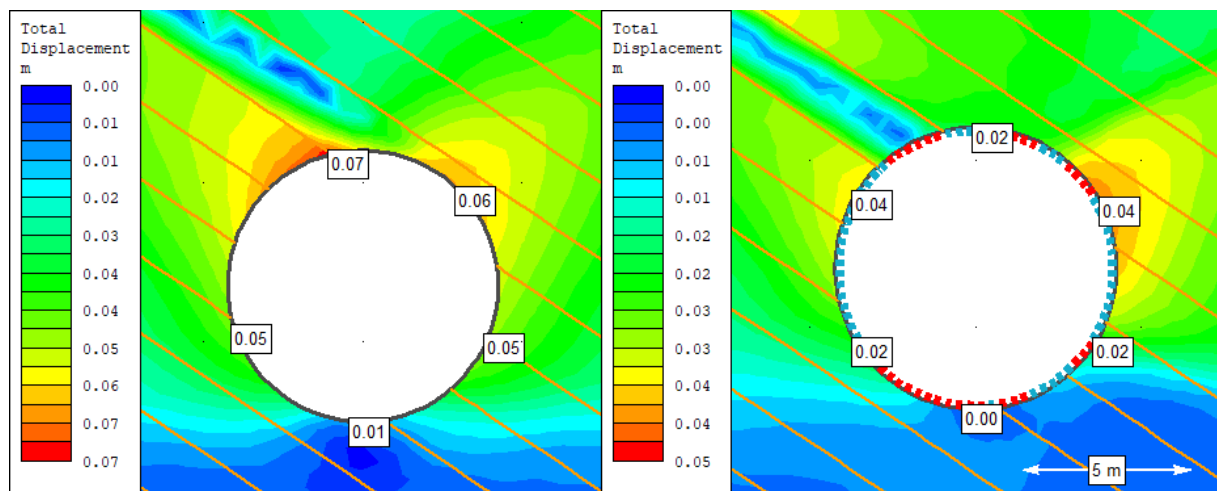
8.2.2 Pr. nr. 578 – overdekning: 8 m berg + 9 m løsmasse

Bruddsone: Utvikling av bruddsone rundt tunnelen er vist i figur 8.8. Allerede i steg 2 utvikles det en bruddsone rundt tunnelen. I steg 3 har hele bergmassen over tunnelen utviklet brudd og spenningene har overgått bergmassens styrke.



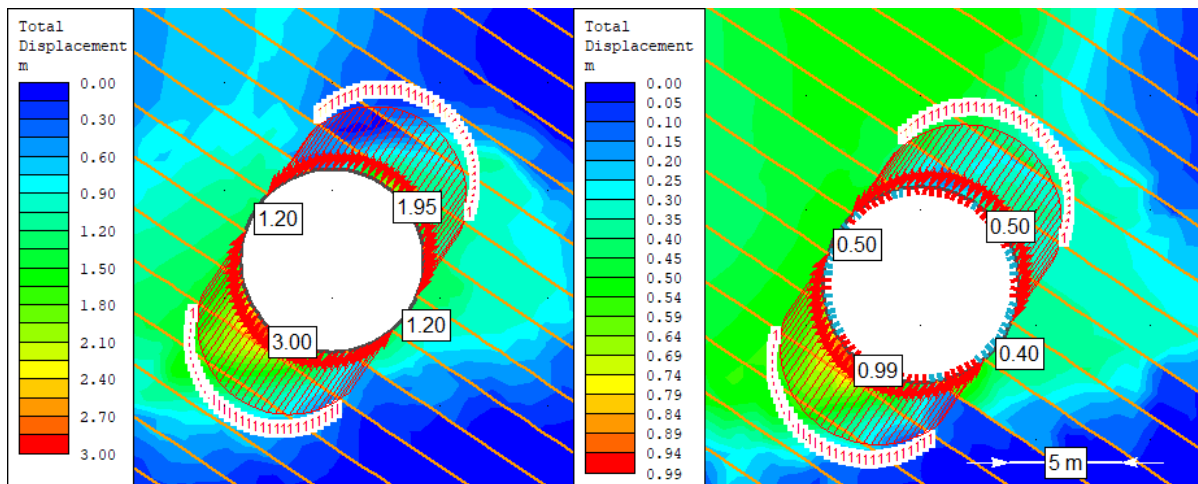
Figur 8.8 Pr. nr. 578: utvikling av bruddsone i steg 2 og 3.

Uten svelletrykk: Figur 8.9 viser modellen uten og med sikring, uten svelletrykk i steg 4. Det er lite deformasjon, og den deformasjonen som oppstår kan skyldes lukking av sprekker og at bergmassen setter seg. 31 linerelementer går til brudd.



Figur 8.9 Pr. nr.578 uten svelletrykk: uten og med liner. 31 linerelementer i brudd.

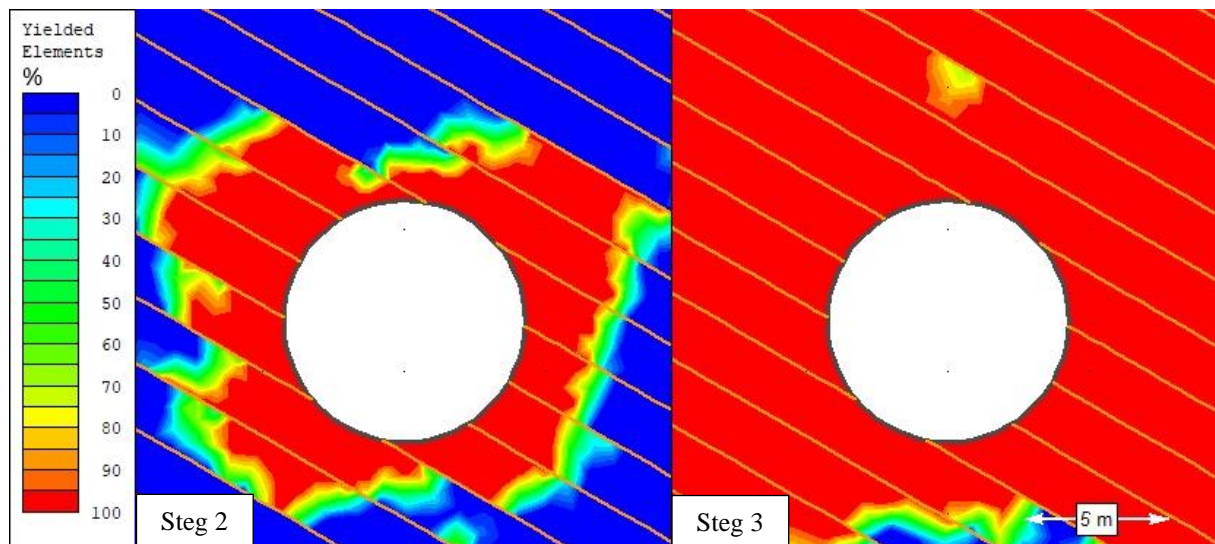
Med svelletrykk: Figur 8.10 viser tverrsnittet uten og med sikring, med svelletrykk i steg 4. Uten bergsikring vil tunnelen kollapse. Liner som bergsikring direkte på berg, vil ikke opprettholde en stabil tunnel.



Figur 8.10 Pr. nr. 578 med 1 MPa svelletrykk uten og med sikring. 48 linerelementer i brudd.

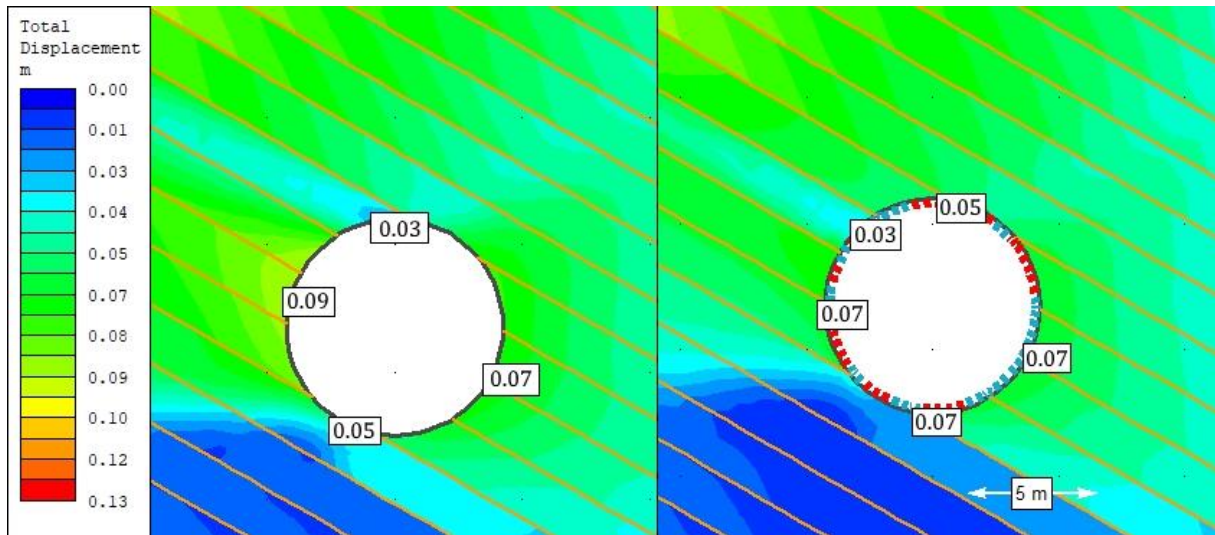
8.2.3 Pr. nr. 680 – overdekning: 18 m berg + 1 m løsmasse

Bruddsone: Utviklingen av bruddsone rundt tunnelen er vist i figur 8.11. Sikkerhetsfaktoren i bruddsonen er < 1 . Allerede i steg 2 er det utviklet en bruddsone rundt tunnelen. For steg 3 har hele bergmassen over tunnelen sikkerhetsfaktor < 1 og bruddsonen er utviklet ytterligere.



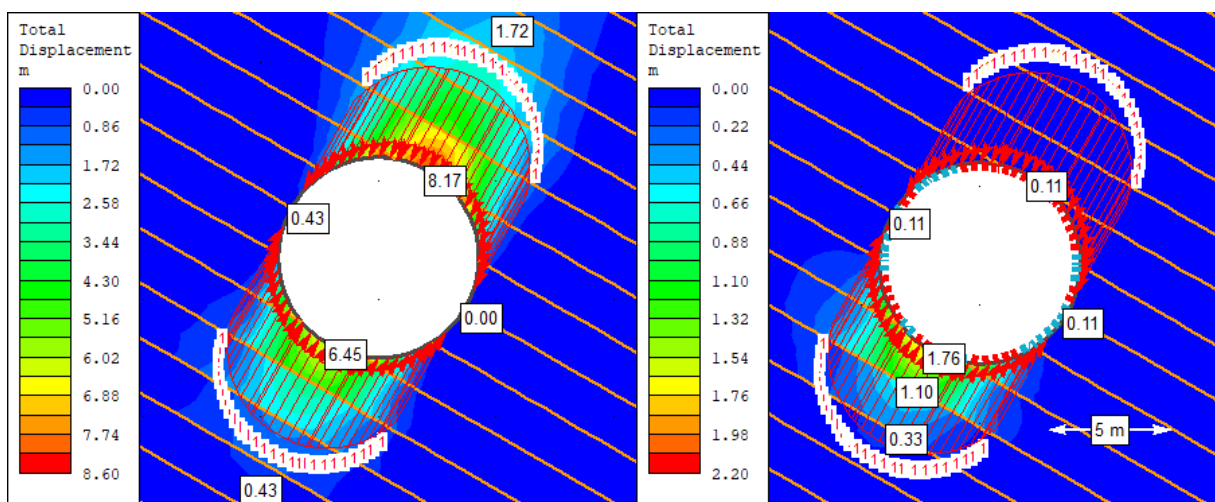
Figur 8.11 Pr. nr. 680: utvikling av bruddsone i steg 2 og 3.

Uten svelletrykk: Figur 8.12 viser modellen uten og med sikring, uten svelletrykk i steg 4. Til tross for bruddsonen som er utviklet, er det lite deformasjon i tunnelen. På grunn av overdekningen og oppsprekking, går 31 linerelementer til brudd.



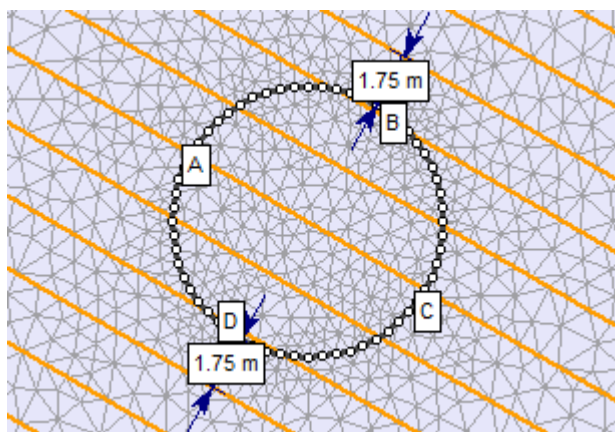
Figur 8.12 Pr. nr. 680. uten svelletrykk: uten og med liner. 31 linerelementer i brudd

Med svelletrykk: Figur 8.13 viser svelletrykk med og uten sikring for modellen som er vist i figur 8.11 og figur 8.12. Modellen med sikring viser at svelletrykket på 1 MPa kun forårsaker deformasjon av betydning i ligg. Uten sikring vil tunnelen kollapse.



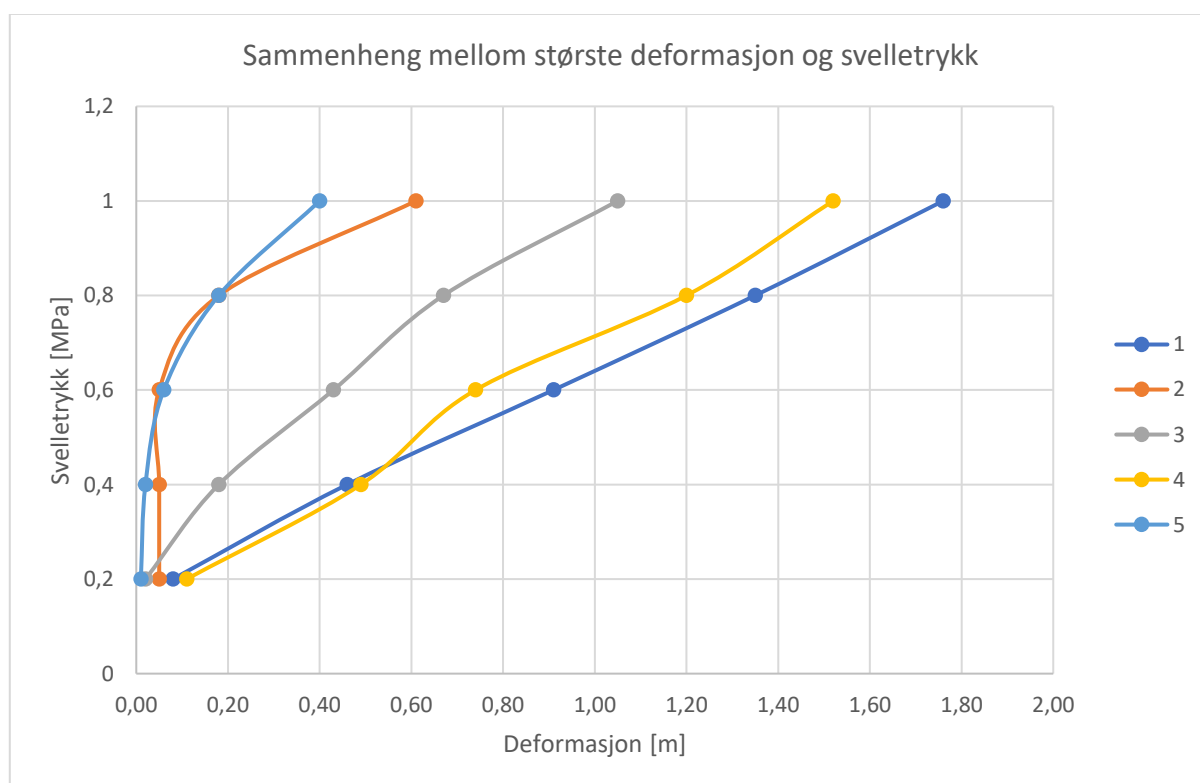
Figur 8.13 Pr. nr. 680 med 1 MPa svelletrykk uten og med sikring. 36 linerelementer i brudd.

Ettersom figur 8.13 med sikring viser at det kun er stabilitetsproblemer i ligg, er det kjørt analyser for å se på hvordan sprekkenes avstand til tunnelperiferien påvirker deformasjonen, se tabell 8.7. Det er også kjørt ulike svelletrykk mellom 0-1 MPa med 0,2 MPa intervall, for å se hvor høyt svelletrykk tunnelen tåler. Dette tverrsnittet er valgt ettersom tunnelen har lite deformasjon uten svelletrykk, og deformasjonen svelletrykket forårsaker vil framkomme tydelig. Avlesning av deformasjon og avstand mellom sprekk og tunnelperiferi, er vist i figur 8.14. Resultatene er presentert i figur 8.15 og i tabell 8.7. Avstanden mellom sprekk og tunnelperiferi er generert tilfeldig.



Figur 8.14 Sprekkekonfigurasjon 1. Avlesning av deformasjon og måling av sprekkeavstand i .tabell 8.7: A=Def. heng venstre, B=Def. heng høyre, C=Def. ligg høyre, D=Def. ligg venstre.

Dersom avstand mellom sprekke og heng, og sprekke og ligg til sammen er ca. 1,5 m, vil området som har størst avstand mellom sprekke og tunnelperiferien ha størst deformasjon. Dette gjelder for sprekkekonfigurasjon 2-5 i tabell 8.7. Der hvor forskjellen mellom avstanden mellom sprekke og heng, og sprekke og ligg er størst, har svelletrykk $> 0,4$ MPa påvirkning på stabiliteten. For tilfellet hvor avstanden er nesten lik, eller avviker med 12-30 cm (sprekkekonfigurasjon 2 og 5), vil et svelletrykk $> 0,8$ MPa påvirke stabiliteten.



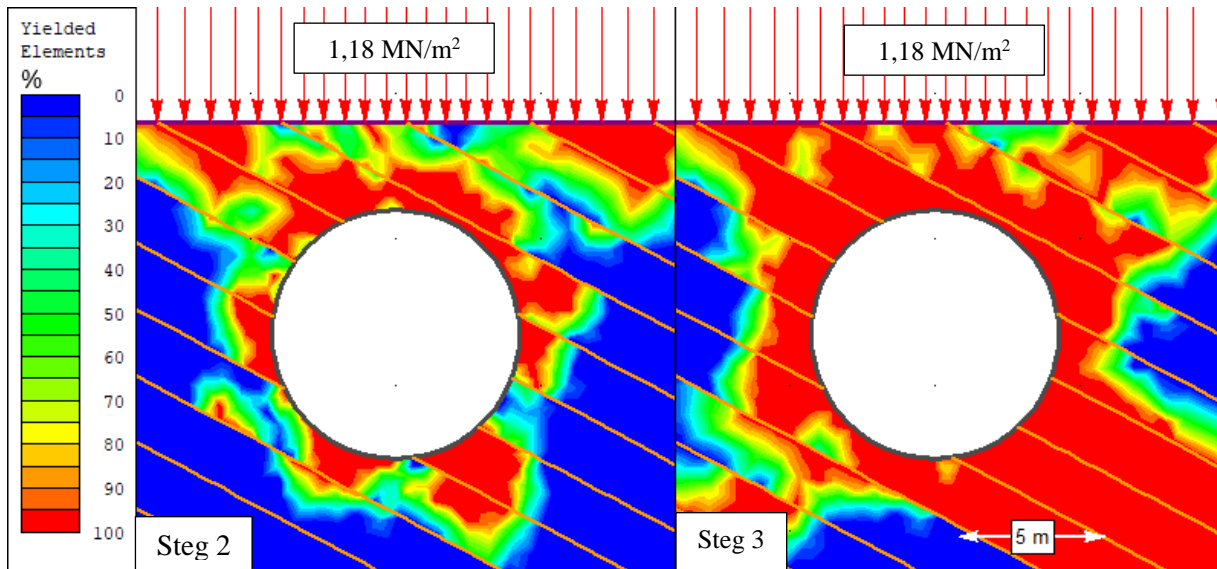
Figur 8.15 Sammenhengen mellom største deformasjon i tunnelkontur og svelletrykk for sprekkekonfigurasjon 1-5.

Tabell 8.7 Deformasjon med svelletrykk 0,2-1 MPa og sikring, og ulike avstander mellom sprekker og tunnelperiferi. Alle mål i meter. Def.=deformasjon. Se figur 8.14 for avlesning på tunnelperiferien. Største deformasjon er **uthevet**.

Sprekke-konfigurasjon	Svelle-trykk [MPa]	Avstand heng høyre	Avstand ligg venstre	Def. heng høyre	Def. ligg venstre	Def. heng venstre	Def. ligg høyre	Brudd i liner
1	0,2			0,05	0,08	0,08	0,07	31
	0,4			0,07	0,46	0,07	0,07	31
	0,6	1,75	1,75	0,07	0,91	0,07	0,07	34
	0,8			0,09	1,35	0,09	0,09	35
	1,0			0,11	1,76	0,11	0,11	36
2	0,2			0,05	0,02	0,06	0,06	24
	0,4			0,05	0,02	0,07	0,06	31
	0,6	0,90	0,60	0,05	0,02	0,07	0,06	25
	0,8			0,18	0,03	0,07	0,06	29
	1,0			0,61	0,03	0,06	0,06	29
3	0,2			0,05	0,02	0,04	0,07	31
	0,4			0,06	0,18	0,06	0,07	33
	0,6	0,40	1,10	0,06	0,43	0,04	0,09	34
	0,8			0,07	0,67	0,07	0,07	34
	1,0			0,06	1,05	0,06	0,06	35
4	0,2			0,05	0,11	0,08	0,08	30
	0,4			0,07	0,49	0,07	0,07	30
	0,6	1,99	1,51	0,04	0,74	0,09	0,09	30
	0,8			0,06	1,20	0,06	0,06	32
	1,0			0,08	1,52	0,08	0,08	34
5	0,2			0,05	0,01	0,06	0,06	28
	0,4			0,05	0,02	0,06	0,06	29
	0,6	0,69	0,81	0,06	0,06	0,06	0,07	30
	0,8			0,04	0,18	0,06	0,07	32
	1,0			0,10	0,40	0,06	0,08	31

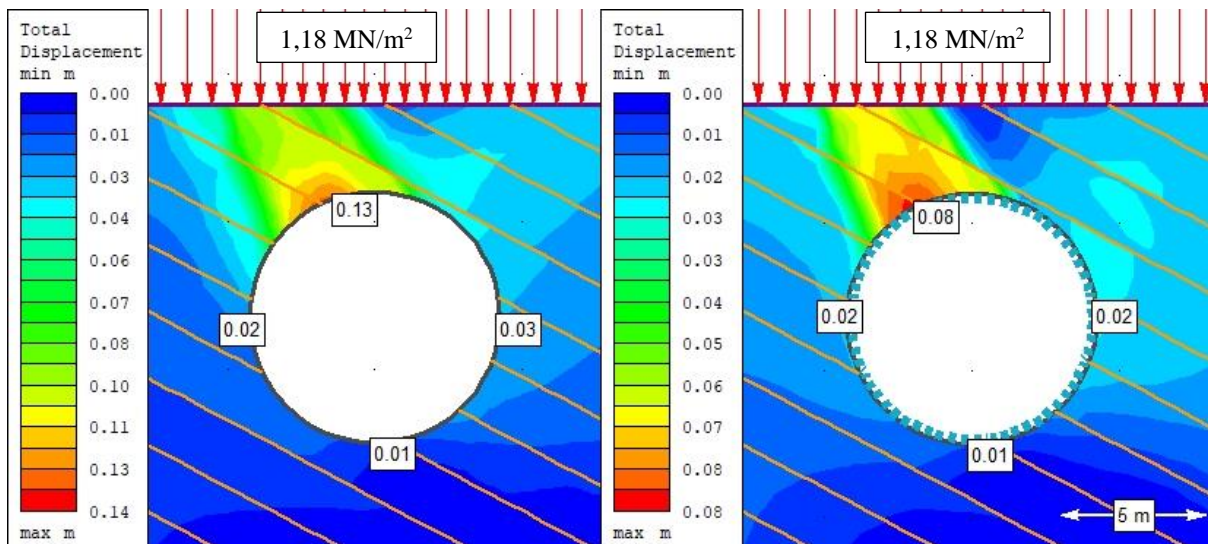
8.2.4 Pr. nr. 790 – overdekning: 3 m berg + 8 m løsmasse

Bruddsone: Utviklingen av bruddsone rundt tunnelen i steg 2 og 3 er vist i figur 8.16. Allerede i steg 2 hvor 30% av deformasjonen har funnet sted, er heng ustabil og vil ikke stå uten bergsikring. Bruddsone i heng utvikles ytterligere i steg 3 hvor resten av deformasjonen skjer.



Figur 8.16 Pr. nr. 790: utvikling av bruddsone i steg 2 og 3.

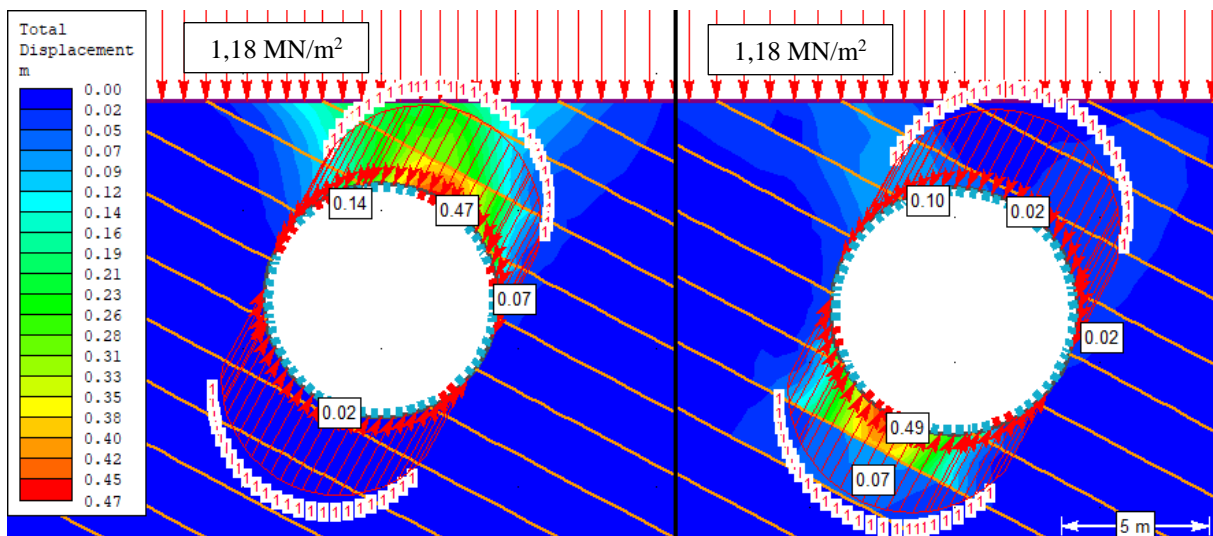
Modell uten svelletrykk: Figur 8.17 viser tunnelen uten svelletrykk, uten og med bergsikring i steg 4. Tunnelen er ustabil i heng uten sikring. Dette skyldes den lave overdekningen i berg på kun 3 m og sprekkegeometrien. Med sikring er det betydelig mindre deformasjon og det er ingen brudd i liner.



Figur 8.17 Pr. nr. 790 uten svelletrykk: uten og med liner. Ingen linerelementer i brudd.

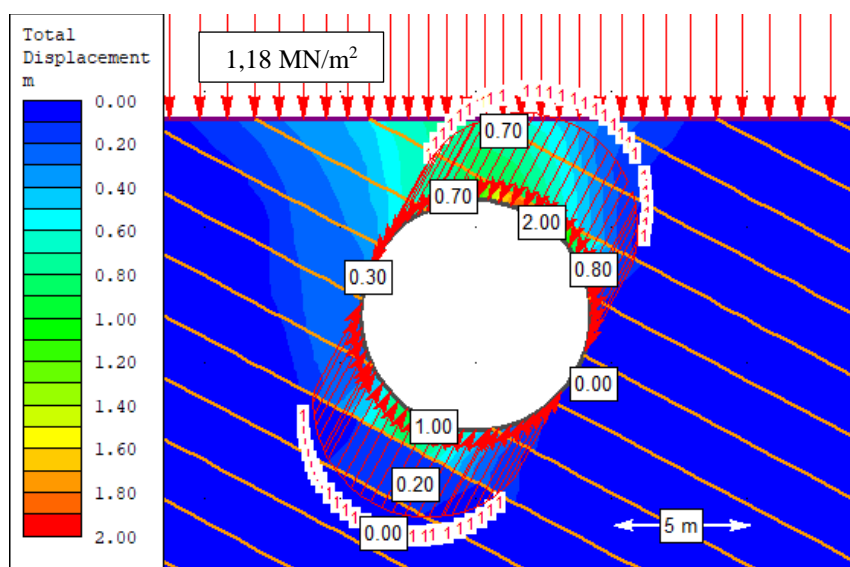
Modell med svelletrykk: Modellen gir ulike resultater avhengig av sprekkegeometrien. Sprekkegeometrien er generert tilfeldig. I figur 8.18 er to slike tilfeller presentert i steg 4. Avhengig av

sprekkene, blir største deformasjon enten i heng eller i ligg. Dersom sprekken ligger nært til tunnelperiferien (under 20 cm) vil det være lite deformasjon som følge av svelletrykket slik svelletrykket er modellert i denne modellen. Dette skyldes av at bergmassen ikke er kontinuerlig og ikke har tilstrekkelig tykkelse til å generere deformasjon større enn avstanden mellom sprekk og tunnelperiferi. Derfor vil tilfellet med sprekker som ligger over 1 m fra tunnelperiferien oppnå betydelig større deformasjon. I tillegg viser figur 8.18 at deformasjon i heng er påvirket av svelletrykk og gravitasjon, mens deformasjon i ligg kun er påvirket av svelletrykket.



Figur 8.18 Pr. nr. 790 med 1 MPa svelletrykk med sikring. To sett med tilfeldige sprekker. Modellen til venstre har 15 elementer i brudd i lineren, mens modellen til høyre har 10.

Uten sikring vil tunnelen kollapse ved et svelletrykk på 1 MPa, uavhengig av hvor nære sprekkene er tunnelperiferien, se figur 8.19.



Figur 8.19 Pr. nr. 790 modellert med 1 MPa svelletrykk uten sikring.

8.3 Oppsummering

Tabell 8.8 oppsummerer resultatene fra kapittel 8.2, unntatt de ulike sprekkekonfigurasjonene for pr. nr. 680. I tabell 8.8 er sprekkekonfigurasjon 1 tatt med for pr. nr. 680.

Tabell 8.8 Oversikt over deformasjon for tverrsnittene i kapittel 8.2. Avstand mellom sprekk og tunnelperiferi er kalt «avstand heng høyre» og «avstand heng venstre», og deformasjon er avlest som i figur 8.14.

Pr. nr.	Situasjon	Avstand heng høyre [m]	Avstand ligg venstre [m]	Def. heng høyre [m]	Def. ligg venstre [m]	Def. heng venstre [m]	Def. ligg høyre [m]	Antall brudd i liner
400	u/sikring, u/svelletrykk	0,96	0,54	0,21	0,29	0,17	0,83	17
	m/sikring, u/svelletrykk			0,33	0,20	0,13	0,63	
	u/sikring, m/svelletrykk			1,71	1,80	0,09	1,26	
	m/sikring, m/svelletrykk			0,43	0,30	0,16	0,74	
578	u/sikring, u/svelletrykk	0,62	0,88	0,06	0,01	0,05	0,05	31
	m/sikring, u/svelletrykk			0,02	0,01	0,04	0,02	
	u/sikring, m/svelletrykk			1,95	3,00	1,20	1,20	
	m/sikring, m/svelletrykk			0,50	0,99	0,50	0,40	
680	u/sikring, u/svelletrykk	1,75	1,75	0,03	0,05	0,09	0,07	31
	m/sikring, u/svelletrykk			0,05	0,07	0,07	0,07	
	u/sikring, m/svelletrykk			8,17	6,45	0,43	0,00	
	m/sikring, m/svelletrykk			0,11	1,76	0,11	0,11	
790	u/sikring, u/svelletrykk	0,32	1,18	0,04	0,01	0,13	0,03	0
	m/sikring, u/svelletrykk			0,04	0,01	0,08	0,02	
	u/sikring, m/svelletrykk			2,00	1,00	0,30	0,00	
	m/sikring, m/svelletrykk			0,02	0,49	0,02	0,02	

8.4 Diskusjon

Bruddsonen og sikkerhetsfaktoren for alle tverrsnittene og data fra tabell 8.8 uten svelletrykk, indikerer at tunnelen ikke vil være stabil uten sikring. Sammenlignes pr. nr. 400 og 578, som har henholdsvis 9 og 8 m overdekning i berg, er det et stort avvik i resultatene. Avviket skyldes at fallvinkelen på sprekkene i pr. nr. 400 på 39° overgår friksjonsvinkelen til sprekkene på 35°. Tilsynelatende fallvinkel til sprekkene i de andre pr. nr. er mindre enn 35°. Ettersom analysene er utført i 2D har tilsynelatende fall av sprekkene stor betydning for stabiliteten. I en 3D-analyse vil dette stabilitetsproblemet derimot opptre i alle fire tverrsnittene, da sprekkenes fallvinkel er 42°. Pr. nr. 680 har noe mer deformasjon enn pr. nr. 578 og 790, som kan skyldes høyere overdekning i berg. Selv om deformasjonen i pr. nr. 790 «bare» er 13 cm uten bergsikring, vil deformasjonssonen som utvikles i heng (figur 8.17) medføre ustabiliteter i heng. Dette skyldes både den lave overdekningen i berg på 3 m, og de anisotrope egenskapene til alunskifer.

Horisontalspenningene benyttet i analysene er målt i Lørentunnelen på pilar og i heng av tunnelen etter driving, og gir således ikke et korrekt bilde av in situ spenningssituasjon. Likevel viser spenningsmålingene at det har vært betydelig tektonisk deformasjon i området. Til tross for at det er flere kilometer fra Lørentunnelen til parsellen Oslo S – Nationaltheatret, viser kart over Kristiania by av Bjørlykke (1898) at foldestrukturene i begge områder er relativt like. Dermed kan det antas at også horisontalspenningene er i samme størrelsesorden i begge områder og at de strukturelle spenningene er tilsvarende for begge steder. Det må likevel antas at det vil være lokale variasjoner og at residualspenninger fra intrusjoner av syenitt kan endre spenningsbildet.

Verdiene for E-modul og Poissons ratio fra laboratorieforsøkene er usikre da de er basert på en prøvemasse som ikke er homogen. GSI og GSI_{res} er beregnet fra Q-verdi fra én kjerneboring (K7) som er foretatt flere titalls meter fra traseen ved Stortorget.

Sprekkene i modellen er lagt inn med 2 m avstand for at det skulle være mulig å kjøre modellen innenfor et rimelig tidsrom. Resultater fra kjerneboringer viser at sprekkene i realiteten er tettere og at avstanden mellom sprekkene varierer. Dessuten er det kun lagt inn ett sprekkesett. I tillegg er det glidespeil i bergmassen som vil være et potensielt stabilitetsproblem. Faktiske sprekker og sprekkenes karakter bør utforskes og modelleres. Q-verdiene fra kjernelogging er ikke fullstendige da det er to parametere som ikke kan fastsettes fra kjernene: J_w og SRF. Disse er kun antatt fra forholdene som kan forventes i Oslo. Ei heller gir Q-verdi og RQD et komplett bilde av sprekkesettene i bergmassen. Det oppfordres derfor til videre arbeid med å modellere sprekkene på en mer realistisk måte og til å se på sprekkesystemenes påvirkning på stabiliteten til bergmassen.

Svelling er modellert med et trykk som står vinkelrett sprekkene og på tunnelperiferien. Svellingen i alunskifer medfører at hele bergarten utvider seg vinkelrett foliasjonsplanene, som beskrevet under kapittel 3.5.1. Ifølge Endre (2016) kan det fra feltobservasjoner vises til omfattende skader på bygg og konstruksjoner som følge av svelletrykk. Avstanden mellom sprekk og tunnelperiferi blir en avgjørende faktor på om svelletrykket forårsaker deformasjon i heng eller ligg, og på hvor stor deformasjonen er. Dette gjør at modellen legger til en faktor som trolig ikke vil være like avgjørende i felt. Ut i fra analysen vil usikret alunskifer i verst tenkelige tilfelle forårsake at tunnelen kollapser. Blant begrensningene i modelleringen av svelletrykket, er det at svelletrykket er modellert på tunnelperiferien og ikke sprekkene. Det oppfordres til videre arbeid for å modellere svelletrykket på en mer realistisk måte.

Etter kapittel 3.1.5.3 og figur 3.5 er ikke orienteringen av tunnel den mest gunstige med hensyn på sprekketretningene, se figur 8.3 for sprekkeroser. Vinkelen mellom steile sprekker og lengdeaksen bør være $> 25^\circ$. De fleste sprekkene målt i K7 har fallvinkel omkring 40° , men det er enkeltsprekker som er omkring 70° . Retningen på tunnelens lengdeakse endrer seg ettersom den nærmer seg Nationaltheatret. Nærmest Oslo S er vinkelen mellom sprekker og lengdeaksen større enn ved Nationaltheatret. Samtidig kan sprekkene ved Nationaltheatret være helt forskjellig fra K7 grunnet den omfattende foldingen og forkastningen i området.

Modellen er en forenkling av faktisk situasjon. Løsmasser er modellert som en linjelast og vekten av bygninger er neglisjert. Modellering med løsmassene og faktisk overflate kan gi noe utslag på spenningsbildet i bergmassen, men det er antatt at dette er av liten betydning.

Parameterne som er benyttet for å modellere bergsikring er for støpte betongelementer, men modellert som sprøytebetong (liner) i analysen. I de fleste analysene som er kjørt, går omtrent halvparten av linerelementene til brudd. Hvor vidt sikringen tåler lasten og svelletrykket fra bergmassen, bør analyseres ytterligere i numeriske analyser for betongkonstruksjoner. Dessuten er lineren påført direkte på berg. I en tunnel boret med TBM installeres betongelementer og sprøytebetong fylles i mellomrommet mellom betongelementene og berget. Dette vil gi berget rom til deformasjon uten at betongelementenes funksjon reduseres.

9 Diskusjon

Å velge drivemetode i prosjektets startfase kan utelukke de gode løsningene (Dammyr, 2017a). Dersom det oppdages problemer med valgte drivemetode, må det påberegnes store kostnader for å prosjektere på ny med en annen drivemetode.

Det er ikke bare grunnforholdene som avgjør typen drivemetode, også bygg og eksisterende infrastruktur, samt praktiske og logistiske utfordringer i et urbant område, påvirker dette valget.

9.1 Grunnforhold

Grunnvann, dyprenner fylt med setningsømfintlige marine leirer og kvikkleire, foldet og forkastet geologi som gir varierende bergarter og oppsprekking langs tunneltraseen, er blant grunnforholdene som en TBM må designes for i Oslo sentrum. For TBM vil dessuten styrkeforskjellen mellom syenitt og alunskifer by på utfordringer i «mixed face» forhold. D&B er lettere å tilpasse til geologien og overraskelser i grunnforhold og tekniske installasjoner i bakken, enn TBM. Det kreves omfattende grunnundersøkelser for bruk av TBM i urbane områder, se kapittel 2.2.

Til tross for at ny jernbanetunnel er planlagt langs eksisterende tunnel, antas det at geologien i den nye traseen ikke er lik på grunn av den geologiske historien i Oslofeltet. Likevel kan erfaringer fra eksisterende tunneler benyttes for å få et overblikk over de geologiske forholdene tidlig i prosjektet.

Det må settes strenge tetthetskrav for tunnel-drift i Oslo sentrum for å unngå senkning av grunnvannsspeilet, se kapittel 5.5. Endring i grunnvannsnivået kan føre til setninger i marine leirer med påfølgende skader på bygg og infrastruktur, og forvitring av alunskifer.

9.1.1 Alunskifer

Resultatene fra lab viser at alunskifer har en høy «slake durability»-indeks som indikerer at den har høy motstandsdyktighet mot forvitring etter gjentatte sykluser med tørking og fukting, se kapittel 8.1.3. Likevel kunne prøvene av alunskifer etter testen enkelt brytes langs foliasjonsplanene med håndkraft. I felt vil dette føre til at bergarten får redusert styrke over tid. Denne nedbrytingen vil i tillegg medføre sur avrenning og svelling.

Ettersom alunskifer inneholder tungmetaller og gir sur avrenning som kan skade det ytre miljø, må massene deponeres på egne deponier (Løken, 2007; NGI, 2015b). Ikke all svartskifer er

alunskifer, og ikke all alunskifer er klassifisert som farlig avfall. Avhengig av tungmetallinnhold bør skiferen klassifiseres slik at ikke deponiene fylles unødvendig opp av ikke-farlig skifer (personlig kommunikasjon med medveileder Kristian K. Dahl ved NGI).

Selv om det ikke var mulighet til å gjennomføre egnede svelletester på alunskifer, viser tidligere tester på denne bergarten fra Oslo svelletrykk opptil 1 MPa målt på laboratorium (Skippervik, Panthi og Dahl, 2014). Svelletrykk i felt er målt opptil 2 MPa (Endre, 2016). Dersom det ikke foregår svelling i alunskifer før driving av tunnel med TBM starter, vil ikke svelling være et problem under selve drivingen. Dette problemet vil, hvis forholdene ligger til rette for det, dukke opp flere tiår senere. Dermed må bergsikringen dimensjoneres for å tåle svelletrykket og designes slik at tunnelen blir helt tett. Se for øvrig kapittel 5.5 om betongelementer som sikrer en «potte tett» tunnel.

9.2 Bygg og eksisterende infrastruktur

Begrensninger for plassering og driving av tunneler i Oslo sentrum, er eksisterende installasjoner og konstruksjoner under bakken som tunneler, kloakknnett, rør og kabler, energibrønner, rømningsveier, kulverter, kjellere osv. Stort sett er denne infrastrukturen kartlagt, men det må påberegnes overraskelser slik som for utbygging av Stortingsgarasjen hvor entreprenøren møtte på kabler som ingen visste hvem som eide og hvor de førte (Seehusen, 2018). Tilsvarende vil det være en viss usikkerhet knyttet til nøyaktigheten på tegninger av eldre konstruksjoner. I tillegg vil nærføring til historiske og vernede bygninger kreve refundamentering og at det vises forsiktighet når det drives tunnel i nærhet til disse. I prosessen med refundamentering, vil det være behov for å beslaglegge deler av kjellere permanent (Narum *et al.*, 2015).

En TBM vil trolig være mer skånsom i byområder enn D&B grunnet eliminering av sprengningsvibrasjoner og sprenggasser, minimalt med rystelser/vibrasjoner og utøvende setningskontroll på stuff. Også sikkerhetsspørsmålet om oppbevaring av store mengder sprengstoff i et tett befolket område, elimineres. Tunneler og bebyggelse over bakken skal kunne være i full drift samtidig som TBMen er operativ. Sistnevnte kan også være tilfellet for D&B dersom det foretas forsiktig sprengning. En annen fordel med TBM er at bymiljøet spares for åpne sår som åpne byggegroper. En positiv konsekvens av dette er at det vil være mindre omdirigering av trafikk ved bruk av TBM, se kapittel 2.4.

9.3 Stabilitet

Usikkerhet ved inngangsparametere gir modellen lavere kvalitet. For å gi gode stabilitetsanalyser i RS², kreves det gode inngangsparametere og kalibrering av modellen med erfaringer fra felt, se figur 3.18. For en bedre kalibrert modell oppfordres det til spenningsmålinger ved ny tunnel for regiontog. Utføring av kjerneboringer langs traseen vil gi bedre grunnlag for å modellere sprekker, bestemme geologien og til å finne styrkeparametere til bergmassen. Analysene viser for øvrig at 3D-modellering av tunnelen vil gi bedre stabilitetsberegninger.

Alle tverrsnittene er sett på som ustabile uten bergsikring. En egnet TBM vil kunne opprettholde stabiliteten under driving med beskyttende skjold og trykkregulering på stuff, se kapittel 2. Fra kjerneboringene er det observert flere sprekker og glidespeil per meter borehull i alunskifer. Glidespeilene er glatte og vil føre til stabilitetsproblemer som ikke er tatt med i analysene i RS². Bergarter med anisotrope styrkeegenskaper som er skifrige og folierte, slik som resultatene fra punktlasttesten viser for alunskifer, vil ofte danne bruddplan langs skifriheten. Om skifriheten er tangentielt med tunnelperiferien, kan bergflak løsne selv ved lave spenninger. Tilsvarende vil skje dersom det er sprekkeplan parallelt periferien, se kapittel 3.4.4 (Nilsen og Broch, 2012).

Måten sprekken er modellert på i RS² påvirker hvor mye deformasjon svelletrykket forårsaker. Likevel kan det trekkes en konklusjon på at et svelletrykk på 1 MPa, vil gi kollaps eller store skader i tunnelen. Dette viser hvor avgjørende det er å bygge en tett tunnel for å unngå utvikling av svelling i alunskifer.

9.4 Prognose for D&B og TBM

En sammenligning av kostnads- og inndriftsprognose for D&B og TBM vil gi grunnlag for valg av drivemetode. Det har vært ansett som lite hensiktsmessig å gjennomføre en fullstendig analyse med NTNU-metoden for TBM-drift i denne masteroppgaven. En slik prognose bør utføres for en større andel av prosjektet enn parsellen Oslo S – Nationaltheatret. Prognosen må i tillegg ta stilling til bytte av moduser, hvordan tunnelen TBMen borer skal kobles inn på eksisterende tunneler og stasjoner, og manøvreres i det planlagte nettverket av nye tunneler.

9.5 Multi-Mode Hydroshield TBM

Multi-Mode Hydroshield TBM kan operere i både løsmasser og berg og har mulighet for installasjon av en kjefteknuser ved borhodet for å bedre transporten av utborede masser.

Løsmassene i Oslo sentrum er lavpermeable marine leirer, men denne TBMen er egentlig best egnet for høypermeable løsmasser. Installasjon av kjefteknuser veier likevel opp for dette, da det er forventet at det vil forekomme større blokker på overflaten av berg i dyprennene. En hybrid-TBM for lavpermeable løsmasser ikke vil kunne håndtere dette. Samtidig utøver TBMen setningskontroll på stoff med trykkregulering. I tillegg vil sikring med betongelementer gi en potte tett tunnel for å hindre innlekkasje i tunnelen og senkning av grunnvannsspeilet.

TBMen skal takle «mixed face» forhold, men det krever at operatørene av maskinen vurderer styrkeforskjellen mellom syenitt og alunskifer og utfordringer det kan by på. I tillegg må oppsett av kuttere tilpasses geologien. Analysene i kapittel 7.2 viste at syenitt sliter betraktelig mer på kutterne enn det alunskifer gjør. Ulikt styrkeforhold mellom bergarter kan også forårsake ustabiliteter i TBMen i form av ujevn matekraft.

9.6 Oppfølging av driften

Overvåking av grunnvann og eksisterende infrastruktur i forkant, underveis og i etterkant av prosjektet vil være svært omfattende, men også essensielt for å lykkes med TBM-drift i urbane strøk (jamfør kapittel 4.2).

10 Konklusjon

I urbane strøk må det tas hensyn til eksisterende bygg og infrastruktur, historiske og verna bygg, og opprettholdelse av tog- og T-banetrafikken. Videre følger en oppsummering av funnene i oppgaven:

- TBM-drift i Oslo sentrum vil trolig gi et bedre bymiljø enn D&B grunnet mindre støy og rystelser, færre sår på overflaten, færre anleggsmaskiner og mindre transport av masser med lastebiler i sentrum.
- Det anbefales å benytte en Multi-Mode Hydroshield TBM i Oslo sentrum som kan bore i løsmasser og berg.
- Sikring av tunnelen med betongelementer vil gi en potte tett tunnel slik at innlekkasje i tunnelen og senkning av grunnvannsspeilet hindres, og svelling i alunskifer unngås.
- Svelling i alunskifer vil ikke være noe problem under TBM-drift, med mindre svelleprosessen allerede er i gang. Først flere tiår etter driving kan svelling bli et problem dersom forholdene ligger til rette for det. Som analysene i RS² antyder, vil svelling av alunskifer gi store deformasjoner og skader på konstruksjoner.
- En TBM som borer i alunskifer vil ha god inndrift og lav kutterslitasje. I Oslo sentrum derimot vil inndriften bremses av den lave overdekningen, nærhet til andre konstruksjoner, bytte mellom å bore i løsmasse og i berg, tetthetskravene, og den vekslende geologien. Problemer med «mixed face» forhold vil sinke TBMen ytterligere med behov for kutterbytter og utfordringer ved ujevn matekraft.

Forslag til videre arbeid:

- Sammenligne kostnader for konvensjonell D&B opp mot TBM-drift i Oslo sentrum.
- Opparbeide en større database på egenskapene til alunskifer: svelletrykksmålinger på diskprøve, 3D-målinger på kube av alunskifer, styrketester.
- Utføre stabilitetsanalyser på betongelementer for å teste lasten fra svelletrykk.
- Utvikle en modell for å modellere svelletrykk i alunskifer.

Referanser

- Anagnostou, G. (1993) A model for swelling rock in tunnelling, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 26(4), s. 307-331. doi: 10.1007/bf01027115.
- Anagnostou, G. (2007) Design uncertainties in tunnelling through anhydritic swelling rocks, *Felsbau*, 25(4), s. 48-54.
- AS Oslo Sporveier (2006) *Oversiktsplan. Bane/Linje/Område: Lamberseterbanen. Trasé/Sted/ Stasjon: Stortinget stasjon med vendesløyfe*. (Tegn. nr. IE-LBSTT0-201-XB-0004).
- Babendererde, S. *et al.* (2006) Geological risk in the use of TBMs in heterogeneous rock masses-The case of " Metro do Porto" and the measures adopted, *Course on Geotechnical Risks in Rock Tunnels, University of Aveiro, Portugal* 16.-17. April 2004.
- Bane NOR (2016) *Om delprosjektet Ekeberg - Langhus*. Tilgjengelig fra: <http://www.banenor.no/Prosjekter/prosjekter/follobanen/tunnel-ekeberg---langhus/om-delprosjektet/> (Hentet: 27. februar 2018).
- Bane NOR (2017) *Spørsmål om tunnelboring?* Tilgjengelig fra: <http://www.banenor.no/Prosjekter/prosjekter/follobanen/tunnel-ekeberg---langhus/innhold/2016/sporsmal-om-tunnelboring/> (Hentet: 27. februar 2018).
- Bane NOR (2018) *Follobanen*. Tilgjengelig fra: <http://www.banenor.no/Prosjekter/prosjekter/follobanen/> (Hentet: 27. februar 2018).
- Barla, G. og Pelizza, S. (2000) TBM tunnelling in difficult ground conditions. *Conference on Geotechnical and Geological Engineering*. Melbourne, Australia, 19.-24. november 2000.
- Barton, N. og Bandis, S. (1990) Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice, *Rock Joints, Proc int symp on rock joints*, Loen, Norge. Rotterdam: Balkema, s. 603-610.
- Barton, N. (1995) The influence of joint properties in modelling jointed rock masses, *8th ISRM Congress*. International Society for Rock Mechanics. Tokyo, Japan, 25.-29. september 1994.
- Barton, N. (2002) Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(2), s. 185-216. doi: 10.1016/S1365-1609(02)00011-4.
- Barton, N. R. (2000) *TBM Tunnelling in Jointed and Faulted Rock*. Rotterdam: Balkema.
- Bentzrød, S. B. (2016) *Oslo kan bli spart for store åpne sår og riving av Bislett og Byporten*. Tilgjengelig fra: <https://www.aftenposten.no/osloby/i/J183m/Oslo-kan-bli-spart-for-store-apne-sar-og-riving-av-Bislett-og-Byporten> (Hentet: 29. april 2018).
- Bieniawski, Z. T. (1973) Engineering classification of jointed rock masses, *Trans. S. Afr. Instn. Civ. Engrs.*, 15(12), s. 335-344. doi: 10.1016/0148-9062(74)92075-0.
- Bieniawski, Z. T. (1978) Determining rock mass deformability: experience from case histories, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15(5), s. 237-247. doi: 10.1016/0148-9062(78)90956-7.

- Bjørlykke, K. O. (1898) Geologisk kart over Kristiania by: Norges geologiske undersøkelse.
- Bratlien, H. og Amberg Engineering (2014) *KVU Oslo-Navet. Tunnelboremaskiner (TBM). Vedlegg 8, teknisk-økonomisk plan.*
- Brattli, B. (2015) *Ingeniørgeologi Løsmasser*. Trondheim: Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet.
- Broere, W. (2016) Urban underground space: Solving the problems of today's cities, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 55(2016), s. 245-248.
- Bruland, A. (1998) *Hard rock Tunnel Boring vol. 8 of 10, Drillability Test Methods*, (Project report 13A-98) Trondheim: Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet.
- Bruland, A. (2013) Fullprofilboring av tunneler. Fullprofilboring. Kapittel V.1 *Kompendium i anleggsteknikk del II*. Institutt for bygg, anlegg og transport: NTNU.
- 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: 10.1016/j.ijrmms.2006.07.005.
- Dahl, F. (2003) DRI, BWI, CLI Standards. Trondheim, Norge.
- Dahl, F. *et al.* (2012) Classifications of properties influencing the drillability of rocks, based on the NTNU/SINTEF test method, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 28, s. 150-158. doi: 10.1016/j.tust.2011.10.006.
- Dahl, F., Hagen, S. og Holmøy, K. H. (2013) Utvikling innenfor testing av svelleegenskaper - testapparat og metodikk - svelleleirer og bergarter. *Fjellsprengningskonferansen*. Oslo, 21.-22. november 2013.
- Dammyr, Ø. (2017a) *Engineering Geological Considerations for the Planning of TBM Tunnels in Norway*. Doktorgradsavhandling. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Dammyr, Ø. (2017b) Pressurized TBM-shield tunneling under the subsidence sensitive grounds of Oslo: Possibilities and limitations, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 66(2017), s. 47-55. doi: 10.1016/j.tust.2017.03.010.
- Dammyr, Ø. (2017c) Viktige ingeniørgeologisk vurderinger ved planlegging av TBM-tunneler i Norge. *Fjellsprengningskonferansen*. Oslo, 23.-24. november 2017.
- Do, N.-A. *et al.* (2013) 2D numerical investigation of segmental tunnel lining behavior, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 37(2013), s. 115-127. doi: 10.1016/j.tust.2013.03.008.
- Einstein, H. H. (1996) Tunnelling in difficult ground — Swelling behaviour and identification of swelling rocks, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 29(3), s. 113-124. doi: 10.1007/bf01032649.
- Endre, E. (2016) Praktiske råd ved bygging i og på alunskifer og andre syredannende bergarter, i Miljødirektoratet. *Miljøforvaltning i kommunene - utfordringer og erfaringer*. Oslo: temamøte 2. og 3. november 2016.
- Erguler, Z. og Shakoor, A. (2009) Relative contribution of various climatic processes in disintegration of clay-bearing rocks, *Engineering Geology*, 108(1-2), s. 36-42.

- Erguler, Z. A. (2007) *Investigation of the Effect of Water Content on Engineering Behaviour of the Clay-Bearing Rocks*. Doktorgradsavhandling. Hacettepe University.
- Erguler, Z. A. og Ulusay, R. (2009) Assessment of physical disintegration characteristics of clay-bearing rocks: Disintegration index test and a new durability classification chart, *Engineering Geology*, 105(1), s. 11-19. doi: 10.1016/j.enggeo.2008.12.013.
- Franklin, J. A. og Chandra, R. (1972) The slake-durability test, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 9(3), s. 325-328. doi: 10.1016/0148-9062(72)90001-0.
- Franklin, J. A. (1985) Suggested method for determining point load strength, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 22(2), s. 51-60. doi: 10.1016/0148-9062(85)92327-7.
- Gokceoglu, C., Ulusay, R. og Sonmez, H. (2000) Factors affecting the durability of selected weak and clay-bearing rocks from Turkey, with particular emphasis on the influence of the number of drying and wetting cycles, *Engineering Geology*, 57(3), s. 215-237.
- Gong, Q. *et al.* (2016) TBM tunnelling under adverse geological conditions: An overview, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 57(2016), s. 4-17. doi: 10.1016/j.tust.2016.04.002.
- Goodman, R. E. (1993) *Engineering geology : rock in engineering construction*. New York: Wiley.
- Grendal, A. *et al.* (2015) *KVU Oslo-Navet. Utfordringer og erfaringer med driving av tunneler i Oslo-området*.
- Herrenknecht AG (2017) *Multi-mode TBM. Flexible machine technology for highly variable ground*. Tilgjengelig fra: <https://www.herrenknecht.com/en/innovation/research-development/machines-components/multi-mode-tbm.html> (Hentet: 8. september 2017).
- 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: 10.1016/S1365-1609(97)80069-X.
- Hoek, E. (1998) Tunnel support in weak rock, *Proceedings of the Regional Symposium of Sedimentary Rock Engineering*. Taipei, Taiwan, 20.-22. november 1998. s. 281-292.
- Hoek, E. (2000) *Practical rock engineering*. Tilgjengelig på www.rocscience.com.
- Hoek, E., Kaiser, P. K. og Bawden, W. F. (2000) *Support of underground excavations in hard rock*. 5. utg. Rotterdam: Balkema.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. og Corkum, B. (2002) Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition, *Proc. NARMS-TAC Conference*, Toronto, Canada, 2000, vol. 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: 10.1016/j.ijrmms.2005.06.005.
- ISRM (1975) *Terminology*. Lisbon: International Society of Rock Mechanics.
- ISRM (1978) Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 15(6), s. 319-368.

- ISRM (1979a) Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 16(2), s. 137-140.
- ISRM (1979b) Suggested methods for determining water-content, porosity, density, absorption and related properties and swelling and slake-durability index properties., *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 16(2), s. 143-151.
- Jakobsen, P. D. og Arntsen, M. L. (2014) *Bruk av TBM til driving av vegtunneler i Norge*. Statens vegvesen.
- Jenkins, R. (1995) *Quantitative X-ray spectrometry*. 2nd ed. utg. New York: Marcel Dekker.
- Jernbanekompetanse.no (2017) *Tunnel/Utforming av tunnelprofiler*. Tilgjengelig fra: http://www.jernbanekompetanse.no/wiki/Tunnel/Utforming_av_tunnelprofiler (Hentet: 30. april 2018).
- Jernbaneverket, Statens vegvesen og Ruter AS (2015) *KVU Oslo-navet. Konseptvalgutredning for økt transportkapasitet inn mot og gjennom Oslo. Hovedrapport*. Oslo.
- Jing, L. (2003) A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 40(2003), s. 283-353. doi: 10.1016/S1365-1609(03)00013-3.
- Kenyon, P. (2016) *Hard-fought success in Bangalore*. Tilgjengelig fra: <https://tunneltalk.com/Bangalore-25May2016-Seli-EPBM-breakthrough-for-Coastal-Transtunnelstoy.php> (Hentet: 24. oktober 2017).
- Klados, G. (1998) Experiences with hard rock shielded TBMs in special conditions, *5th International Symposium on Tunnel, Construction*. s. 83-92.
- Kværner, J. og Snilsberg, P. (2008) The Romeriksporten railway tunnel — Drainage effects on peatlands in the lake Northern Puttjern area, *Engineering Geology*, 101(3), s. 75-88. doi: 10.1016/j.enggeo.2008.04.002.
- Larsen, T. (2010) *3-dimensjonal og 2-dimensjonal bergspenningsmålinger ved Lørentunnelen*. (SBF IN F10113): SINTEF.
- Li, C. C. (2015) *Applied Rock Mechanics*. Trondheim: Norsk teknisk- naturvitenskapelig universitet.
- Lutro, O. og Nordgulen, Ø. (2008) *Oslofeltet. Berggrunnskart 1:250 000*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/publikasjon/oslofeltet-berggrunnskart-1250-000>.
- Løken, T. (2007) Alunskifer/svartskifer - den forurensende bergarten, *Innlegg under seminar i Vannforeningen 16. april 2007*. Tilgjengelig fra: https://vannforeningen.no/wp-content/uploads/2015/06/2007_32667.pdf.
- Marinos, P. og Hoek, E. (2000) GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. *ISRM International Symposium*. Melbourne, Australia.
- Myrvang, A. (2001) *Bergmekanikk*. Trondheim: Norsk teknisk- naturvitenskapelig universitet. Institutt for geologi og bergteknikk.
- Myrvang, A. M. (1993) *Rock stress and rock stress problems in Norway*. Oxford: Pergamon Press.

- Narum, S. *et al.* (2015) *Jernbaneløsninger*. (KVU Oslo-Navet).
- Nesse, W. D. (2000) *Introduction to mineralogy*. New York: Oxford University Press.
- NFF (2002) *Håndbok nr. 01 Berginjeksjon*.
- NFF (2015) *Kort innføring i bruk av TBM. Teknisk rapport 17*. (17).
- NFM Technologies (2017) *Soft ground machines*. Tilgjengelig fra: <http://www.nfm-technologies.com/-Soft-ground-machines-.html#211> (Hentet: 14. september 2017).
- NGI (1973) *NSB, Jernbanetorget-Stortinget. Geologisk lengdeprofil, LM=HM1:500*. (Oppdrag nr. 62062. Tegn. nr. 289).
- NGI (2015a) *Bruk av Q-systemet. Bergmasseklassifisering og bergforsterkning*.
- NGI (2015b) *Identifisering og karakterisering av syredannende bergarter. Veileder for Miljødirektoratet M-310 2015*.
- NGI (2017) *Datarapport grunnundersøkelser*. (Kjerneboringer K221).
- NGU (2018) *Berggrunn. Nasjonal berggrunnsdatabase*. Tilgjengelig fra: <http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/> (Hentet: 13. mai 2018).
- Nikolaisen, P. I. (2014) *Bjørvika synker*. Tilgjengelig fra: <https://www.tu.no/artikler/bjorvika-synker/231007> (Hentet: 9. oktober 2017).
- Nilsen, B. og Palmstrøm, A. (2000) *Engineering Geology and Rock Engineering - Handbook No 2*.
- Nilsen, B. og Broch, E. (2012) *Ingeniørgeologi-berg grunnkurskompendium*. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- NSB Bane (1994) *Mulighetsstudie Oslo S - Nationaltheateret - Skøyen. Parsell Oslo S-Stortinget. Plan og lengdeprofil*. (Sak nr. 9423A. Tegning nr. 05).
- Palmstrøm, A. (1995) *RMi – a rock mass characterization system for rock engineering purposes*. Doktorgradsavhandling. Universitetet i Oslo.
- Panthi, K. K. (2006) *Analysis of engineering geological uncertainties related to tunnelling in Himalayan rock mass conditions*. Doktorgradsavhandling. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Panthi, K. K. (2012) Evaluation of rock bursting phenomena in a tunnel in the Himalayas, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71(4), s. 761-769.
- Peila, D. og Pelizza, S. (2009) Ground probing and treatments in rock TBM tunnel to overcome limiting conditions, *Journal of Mining Science*, 45(6), s. 602-619. doi: 10.1007/s10913-009-0075-9.
- Perkins, D. (1998) *Mineralogy*. Upper Saddle River, N.J: Prentice Hall.
- Robbins (2017) *Main Beam TBM. Tunnel Boring Machines*. Tilgjengelig fra: <http://www.therobbinscompany.com/products/tunnel-boring-machines/main-beam/> (Hentet: 12. september 2017).
- Rocscience (2018a) *Load Split*. Tilgjengelig fra: https://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp9/phase2_model/Load_Splitting.htm (Hentet: 2. mai 2018).

- Rocscience (2018b) *RocData*. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/rocscience/products/rocdData> (Hentet: 31. januar 2018).
- Rocscience (2018c) *RS3*. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/rocscience/products/rs3> (Hentet: 31. januar 2018).
- Rostami, J. (2016) Performance prediction of hard rock Tunnel Boring Machines (TBMs) in difficult ground, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 57, s. 173-182. doi: 10.1016/j.tust.2016.01.009.
- Seehusen, J. (2018) *Oslo sentrum tåler ikke mer busstrafikk - her er knuten ingeniørene må løse*. Tilgjengelig fra: https://www.tu.no/artikler/oslo-sentrum-taler-ikke-mer-busstrafikk-her-er-knuten-ingeniorene-ma-lose/435940?utm_source=newsletter-2018-04-30&utm_medium=email&utm_campaign=newsletter (Hentet: 29. april 2018).
- Selen, L. (2017) *Study on material properties and testing of various rock types, development of investigation procedure and test methodology for future projects*. Masteroppgave. NTNU.
- Selmer, R. og Palmstrom, A. (1989) Tunnel collapses in swelling clay zones, *Tunnels & tunnelling*, s. 49-58.
- Serafim, J. L. og Pereira, J. P. (1983) Considerations on the geomechanical classification of Bieniawski, *Proceedings of the Symposium on Engineering Geology and Underground Openings*, (2), s. 1133-1144.
- Sheng, E. S. Y. et al. (2016) Tunnelling undercrossing existing live MRT tunnels, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 57, s. 241-256. doi: 10.1016/j.tust.2016.02.013.
- SINTEF (2006) *DOBBELTSPOR LYSAKER - SANDVIKA. 3. parts vurdering av drivemetode for tunnel mellom Lysaker og Sandvika*. (SINTEF rapport nr. 550002.01.).
- SINTEF (2017) *Prøvsrapport. Bergegenskaper*. (17022IG).
- Skippervik, C., Panthi, K. K. og Dahl, F. (2014) Study on the swelling potential of some selected rocks. *Fjellsprengningkonferansen*. Oslo, 27.-28. november 2014.
- Skøyen, I. (2017) *Studie om TBM-boring i Oslo sentrums vekslende og kompliserte geologi*. Prosjektoppgave. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.
- Spjeldnæs, N. og Askheim, S. (2015) *Oslofeltet*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/Oslofeltet> (Hentet: 4. oktober 2017).
- Statens vegvesen (2004) *Sammenheng mellom grunnvannssenkning og tunnellekkasjer*. (Miljø- og samfunnstjenelige tunneler nr. 41).
- Statens vegvesen (2016) *Laboratorieundersøkelser*. (Håndbok R210).
- Steiner, W. (1993) Swelling rock in tunnels: Rock characterization, effect of horizontal stresses and construction procedures, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 30(4), s. 361-380. doi: 10.1016/0148-9062(93)91720-4.
- Sørlokk, T., Rokoengen, K. og Nilsen, B. (2007) *Geologiske laboratorieundersøkelser*. Trondheim: NTNU.

- Taylor, R. K. (1988) Coal measures mudrocks: composition, classification and weathering processes, *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 21, s. 85-99.
- Tóth, Á., Gong, Q. og Zhao, J. (2013) Case studies of TBM tunneling performance in rock–soil interface mixed ground, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 38, s. 140-150. doi: 10.1016/j.tust.2013.06.001.
- Trinh, N. Q. *et al.* (2016) Continued Rock Stress and Displacement Measurements Combined With Numerical Modeling as an Active, Realistic Rock Engineering Tool, *ISRM International Symposium on In-Situ Rock Stress*. International Society for Rock Mechanics.
- Tsidzi, K. E. N. (1987) Foliation index determination for fine grained metamorphic rocks, *Bulletin of the international association of engineering geology*, 36, s. 81-88.
- Tveiten, N. (2018) *Nye jernbaneløsninger i Oslo. Traséutredning Nytt dobbeltspor. Oslo S – Lysaker med avgrening til Bislett*. Jernbanedirektoratet.
- Vegdirektoratet (2003) *Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø*. (Publikasjon nr. 103).
- Vestad, M. L. (2014) Analysis of the Deformation Behavior at the Underground Caverns of Neelum Jhelum HPP, Pakistan. Masteroppgave. Trondheim: NTNU. Institutt for geologi og bergteknikk.
- Volden, J. A. (2015) *Ingeniørgeologisk vurdering av anvendbarheten for Drill & split i tunneler på Follobanen*. Masteroppgave. Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet.
- Zhao, J. og Gong, Q. (2006) Rock mechanics and excavation by tunnel boring machine–issues and challenges. *Rock Mechanics In Underground Construction – Proceedings of the ISRM International Symposium 2006 og the 4th Asian Rock Mechanics, Symposium*. s. 83-96.
- Zhao, J., Gong, Q. M. og Eisensten, Z. (2007) Tunnelling through a frequently changing and mixed ground: A case history in Singapore, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 22(4), s. 388-400. doi: 10.1016/j.tust.2006.10.002.

Vedlegg

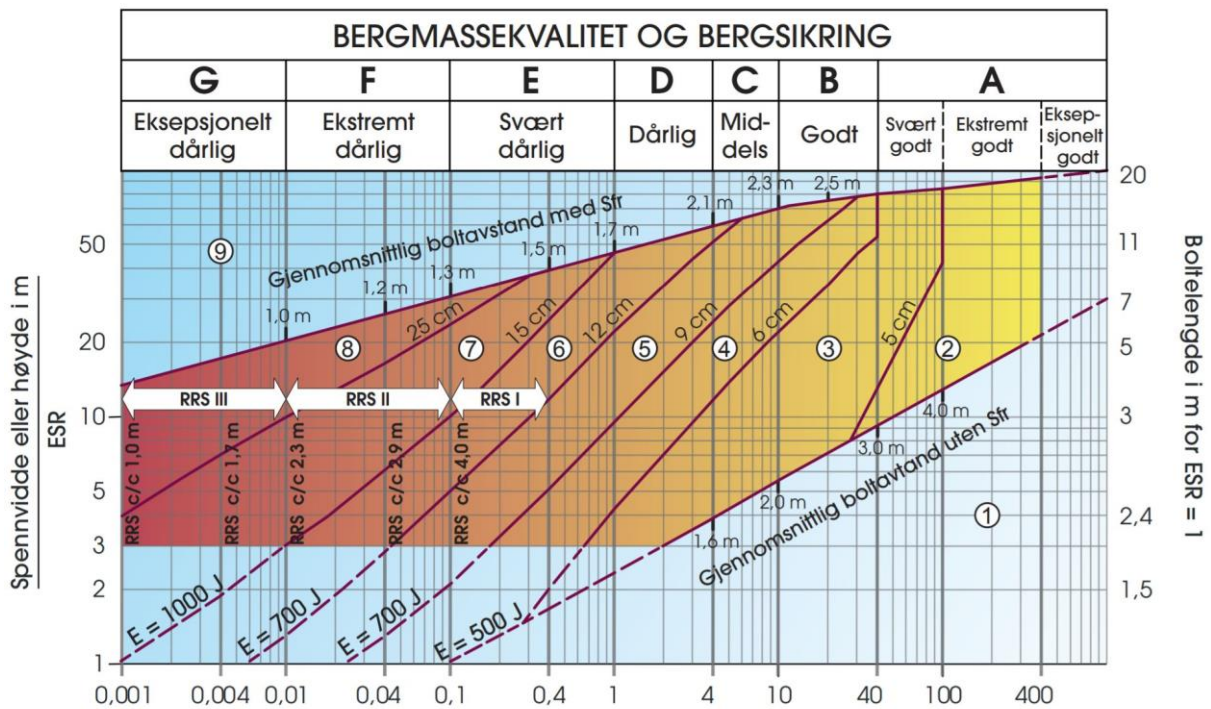
A. Klassifikasjon

A.1 GSI

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)		SURFACE CONDITIONS				
<p>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.</p>		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slitkenisided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slitkenisided, 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			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

Figur A.1 GSI-systemet for oppsprukken bergmasse, etter Marinos og Hoek (2000).

A.2 Q-metoden



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

SI30/6 Ø16 - Ø20 (spennvidde 10m)
D40/6+2 Ø16-20 (spennvidde 20m)

SI35/6 Ø16-20 (spennvidde 5m)
D45/6+2 Ø16-20 (spennvidde 10m)
D55/6+4 Ø20 (spennvidde 20m)

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

SI30/6 = Enkelt lag med 6 armeringsjern, 30 cm tykkelse med sprøytebetong

D = Dobbel lag med armeringsjern

Ø16 = Armering diameter er 16 mm

c/c = RSS avstand, senter - senter

Figur A.2 Sikringsdiagram etter Q-metoden (NGI, 2015a).

A.3 Enaksiell trykkfasthet

Tabell A.1 Klassifikasjon av enaksiell trykkfasthet, etter ISRM (1979a) i Nilsen og Palmstrøm (2000).

Klassifikasjon	Enaksiell trykkfasthet, σ_c
Ekstremt lav styrke	0,25 – 1
Veldig lav styrke	1 – 5
Lav styrke	5 – 25
Middels styrke	25 – 50
Høy styrke	50 – 100
Veldig høy styrke	100 – 250
Ekstremt høy styrke	> 250

A.4 Punktlasttest

Tabell A.2 Klassifikasjon av punktlastindeksen I_S , etter Nilsen og Palmstrøm (2000).

Klassifikasjon	Bieniawski (1984)	Deere (1966)
Veldig høy styrke	$I_S > 8$ MPa	$I_S > 10$ MPa
Høy styrke	$I_S = 4 - 8$ MPa	$I_S = 5 - 10$ MPa
Middels styrke	$I_S = 2 - 4$ MPa	$I_S = 2,5 - 5$ MPa
Lav styrke	$I_S = 1 - 2$ MPa	$I_S = 1,25 - 2,5$ MPa
Veldig lav styrke	$I_S < 1$ MPa	$I_S < 1,25$ MPa

A.5 Anisotropifaktor f_A

Tabell A.3 Klassifikasjon av anisotropifaktoren f_A og foreslått rating etter Palmstrøm (1995) og Tsidzi (1987) i Panthi (2006).

Class	Descriptive class	Strength anisotropy index (Ia)	Typical rock types
I	Isotropic or close to Isotropic	1.0 – 1.2	Rocks having platy/prismatic minerals < 10% with shape factors <2 and platy minerals in random orientation. <i>Rock Types: Most of the igneous rocks and very high grade metamorphic rocks, i.e. diorite, granite, gabbro, quartzite, granitic gneiss, granulite etc.</i>
II	Slightly anisotropic	1.2 – 1.5	Rocks having platy/prismatic minerals 10 – 20 % with shape factors 2-4 and platy minerals in compositional layering. <i>Rock Types: High grade metamorphic rocks and some strong sedimentary rock, i.e. quartz-feldspatic gneiss, marble, migmatite, sandstone, limestone, etc.</i>
III	Moderately anisotropic	1.5 – 2.5	Rocks having platy/prismatic minerals 20 – 40 % with shape factors 4-8 and foliation plane distinctly visible. <i>Rock Types: Medium-high grade metamorphic rocks, i.e. mica gneiss, quartzitic schist, mica schist, biotite schist, etc.</i>
IV	Highly anisotropic	2.5 – 4.0	Rocks having platy/prismatic minerals 40 – 60 % with shape factors 8-12 and very closely foliated. <i>Rock Types: Low - medium grade metamorphic rocks such as phyllite, silty slate, etc.</i>
V	Extremely anisotropic	>4.0	Rocks having platy/prismatic minerals >60 % with shape factors >12 and fissile rocks. <i>Rock Types: Low grade metamorphic and argillaceous sedimentary rock, i.e. slate, carbonaceous phyllite, shale, etc.</i>

A.6 Slake durability test

Tabell A.4 Forslag for klassifikasjon etter to sykluser av ISRM (1972) i Nilsen og Palmstrøm (2000).

Klassifikasjon	Slake durability index (I_{d2})
Veldig lav	0 – 30 %
Lav	30 – 60 %
Middels	60 – 85 %
Middels høy	85 – 95 %
Høy	96 – 98 %
Veldig høy	98 – 100 %

A.7 Frisvelling

Tabell A.5 Klassifikasjon av frisvelling etter Statens vegvesen (2016).

Klassifisering	
$F_S > 150$ %	svært aktivt
$F_S = 120-150$ %	middels aktivt
$F_S = 80-120$ %	lite aktivt
$F_S < 80$ %	ikke aktivt

A.8 Borbarhet

Tabell A.6 Klassifikasjon av bergartens sprøhet etter Dahl *et al.* (2012).

Kategori – sprøhet	S₂₀-verdi (%)	Kumulativ prosent (%)
Ekstremt høy	≥66,0	95-100
Veldig høy	60,0-65,9	85-95
Høy	51,0-59,9	65-85
Medium	41,0-50,9	35-65
Lav	35,0-40,9	15-35
Veldig lav	29,1-34,9	5-15
Ekstremt lav	≤29,0	0-5






Tabell A.7 Klassifikasjon av overflatehardhet Dahl *et al.* (2012).

Kategori – overflatehardhet	SJ-verdi (mm/10)	Kumulativ prosent (%)
Ekstremt høy	≥2,0	0-5
Veldig høy	2,1-3,9	5-15
Høy	4,0-6,9	15-35
Medium	7,0-18,9	35-65
Lav	19,0-55,9	65-85
Veldig lav	56,0-85,9	85-95
Ekstremt lav	≤86,0	95-100

Tabell A.8 Klassifisering av abrasjon Dahl *et al.* (2012).

Kategori – slitasje kutteringstål	AVS (mg)	Kumulativ prosent (%)
Ekstremt høy	≥44,0	95-100
Veldig høy	36,0-44,0	85-95
Høy	26,0-35,9	65-85
Medium	13,0-25,9	35-65
Lav	4,0-12,9	15-35
Veldig lav	1,1-3,9	5-15
Ekstremt lav	≤1,0	0-5

A.9 Forstyrrelsesfaktoren, D

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting $D = 0.7$ Mechanical excavation

Figur A.3 Klassifisering av forstyrrelsesfaktor D etter Hoek, Carranza-Torres og Corkum (2002).

B. Data fra laboratoriet

B.1 Oversikt over prøver

Prøvene ble valgt ut fra kjerne-kasser 14. mars 2018. Prøvene er navngitt med borehull (K7 og K8), kassennummer (K-x), radnummer i kassa (hvor rad 1 er grunneste del av borehullseksjonen) og meter i borehullet.

Kommentar til prøvemateriale:

- Prøveserie for borbarhet er større enn 5 kg for å kompensere for flisigheten til alunskifer. Det er mulig alunskifer vil la seg knuse ned til mindre enn 1 mm som er nødvendig i test for AVS. Alunskifer farger alt svart og vil kreve ekstra rengjøring av apparater og omgivelser.
- Tilttest utgår da det ikke er nok prøvemateriale for denne.
- Enaksiell trykkfasthet kan trolig utføres på 2-3 av de fire prøvene.
- Punktlastest på alunskifer kan være kritisk med tanke på at konene vil trenge inn i bergarten før prøven går til brudd.
- Prøvene til slake-test må stort sett knuses ned til mindre fraksjoner. Det er noen fraksjoner som er i størrelse 40-60 gram.

Prøvene i Tabell B.1 er testet i laboratoriedelen av denne masteroppgaven.

Tabell B.1 Oversikt over prøvene av alunskifer som er testet i laboratoriet og hvilket tester som er utført på prøvene.

Serie	Prøvenavn	Nytt navn	DRI/ CLI	Slake	UCS	PLT	XRD	XRF	Fri-svelling	Ødo-meter
B1	K8 K-18 rad 2 70,00-70,24 m	S4		1			1	1	1	
	K8 K-18 rad 2 70,24-70,49 m	S6		1					1	
	K8 K-20 rad 1 76,00-76,30 m	S5		1			1	1	1	
B2	K7 K-7 rad 5 42,10-42,35 m	S1	1	1					1	1
	K7 K-7 rad 5 42,35-42,57 m	S3		1			1	1	1	
	K7 K-7 rad 5 42,57-42,80 m	S2		1					1	
C	K7 K-9 rad 1 48,00-48,30 m	B			1					
	K8 K-16 rad 3 63,06-63,34 m	C			1					
	K8 K17 rad 3 66,85-67,10 m	D			1					
	K8 K-22 rad 2 83,87-84,17 m	A			1					
D	K8 K-14 rad 1 53,90-54,10 m								1	
	K8 K-15 rad 1 58,17-58,70 m								1	
	K8 K-19 rad 2 73,00-73,30 m								1	
E	K7 K-6 rad 1 34,30-34,60 m		1			1				
	K7 K-6 rad 1 34,83-35,06 m		1			1				
	K7 K-6 rad 1 35,06-35,30 m		1			1				
	K7 K-9 rad 1 47,70-48,00 m		1			1				
Antall prøver			5	6	4	4	3	3	9	1

B.2 Prøvemateriale og preparering

Prøvene av svart leirskifer ble valgt ut 14. mars 2018 fra kjerneboringer utført i begynnelsen av 2017. Prøvene er valgt for å gi et representativt utvalg av den svarte leirskiferen i borehull K7 og K8 (se kart i figur 5.5). Alle testene på lab er utført fra slutten av mars til begynnelsen av mai 2018.

Det er gjennomgående observert mindre krystaller av pyritt i størrelsesorden 0,2 mm – 3 mm. De minste krystallene opptrer i tynnere lag (0,5-2 mm tykt) i en hvit matriks, mens de største krystallene opptrer enkeltvis eller i grupper på 2-6 krystaller. Utfellinger av pyritt/svovel på utsiden av kjernene er observert. Også et hvitt belegg er synlig på enkelte kjerner. Det hvite belegget kan gnis utover med fingeren.

Ved påføring av slag med berghammer deler kjernene seg opp langs skifrihetsplanene. Noen av disse planene er glideplan. Glideplan er også observert i kjerneloggingen der hvor bergarten har sprekt opp naturlig.

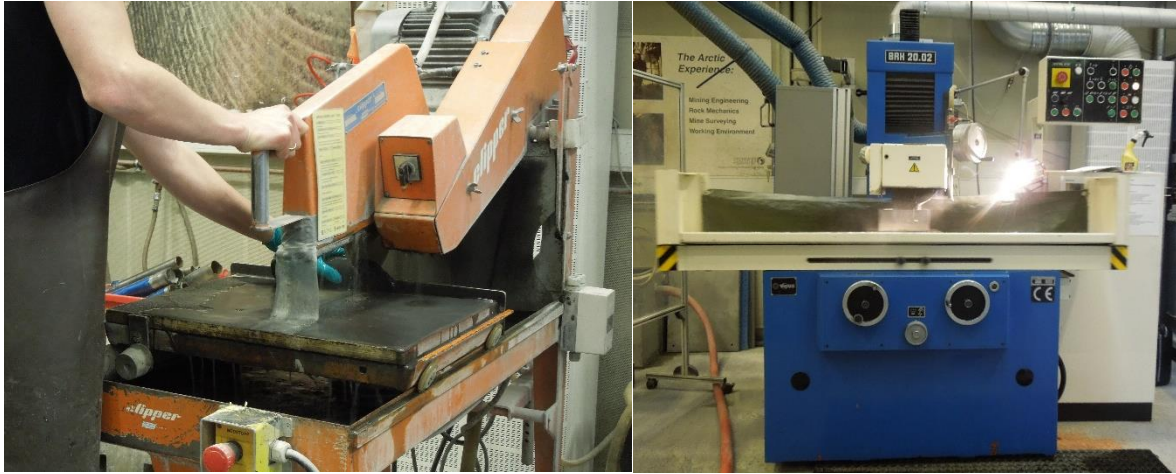
Kjernene er fuktet i forbindelse med kjerneloggingen hvor det ble tatt bilde av kjernene i våt og tørr tilstand. For bergarter som sveller momentant eller etter kort tid i kontakt med vann, ville ikke dette vært kritisk. Det er ikke observert svelling som følge av denne fuktingen.

B.2.1 Enaksiell trykkfasthet

Det var mulig å velge ut totalt fire prøver (prøve A-D) som hadde tilstrekkelig lengde i forhold til diameter fra kjernematerialet i borehull K7 og K8. Det er ønsket et lengde-diameterforhold på 2,5 (personlig kommunikasjon med overingeniør Gunnar Vistnes). Grunnet problemer ved preparering av kjernene, ble lengde-diameterforholdet redusert til 2,2 og 2,3.

Lagdeling/foliasjonen/skifriheten i kjernen står med en vinkel på ca. 30-40° på kjernenes lengdeakse. Ideelt sett skal planene ligge vinkelrett lengdeaksen. Endeflatene på kjernene er foliasjonsplan/glidespeil og det er antatt at kjernen kan deles langs disse i testen. Det er mulig å bore ut mindre kjerner av kjernene for å oppnå ønsket lengde-diameterforhold, men dette er en tidkrevende prosess hvor kjernene må støpes før de bores ut i rett vinkel. Innenfor de gitte tidsrammer og ressurser var det ikke mulig å gjennomføre.

Kjernene våtsages med diamantsag og slipes planparallele i planslipemaskin som vist i figur b.1.



Figur B.1 Preparering av kjerner til test for enaksiell trykkfasthet. Til venstre: våtsaging av kjerner med diamantsag. Til høyre: prøvene slipes planparallele i planslipemaskin.

Under våtsagingen løsnet deler av kjerneprøven langs synlige sprekker og glidespeil på tre av prøvene. Det samme skjedde med prøve A under planslipingen, og denne ble forkastet.

B.2.2 Punktlasttest

Punktlasttest er valgt å gjennomføre på bakgrunn av at det var en for liten prøvemengde for test av enaksiell trykkfasthet. Ingen preparering av kjerneprøvene kreves. Materialet for punktlasttest er fra borehull K7.

B.2.3 Slake durability test

Det er to grupper med prøver: gruppe B1 fra borehull K8 (S4-S6) og gruppe B2 fra borehull K7 (S1-S3). Prøvene innad i gruppene ligger innenfor noen meter i samme borehull.

Kjernene knuses ned til prøvestykker med vekt 40-60 gram med berghammer, totalt 10 prøvestykker. Disse 10 prøvestykkene kalles for en prøve. Spisse kanter og hjørner skal ideelt rundes av til en sfærisk form. Det var ikke mulig. Prøvestykkene ble derfor mer kantete og flate enn ønskelig. Det kreves noe kraft for å knuse ned de intakte kjernene til passe prøvestykker. Prøvene tørkes i tørkeskap på 105°C i 24 timer.

B.2.4 Svelletrykksmåling og frisvelling

Prøvene fra svake soner i kjerneboringene (Prøve D) og materiale som kommer fra samme prøve som prøvene for «slake durability test» (Prøve B1 og B2) ble knust ned med berghammer og videre i slyngmølle til pulver <10 µm. Pulveret tørkes i tørkeskap på 105°C i 24 timer.

B.2.5 Mineralogi – XRD og XRF

Pulver for XRD og XRF ble tatt fra pulveret som ble brukt til «slake durability test» og svelling. Kun prøve S3, S4 og S5 er testet for mineralogisk innhold på bakgrunn av resultatene fra «slake durability test» og tid og ressurser på lab.

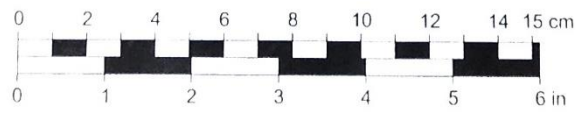
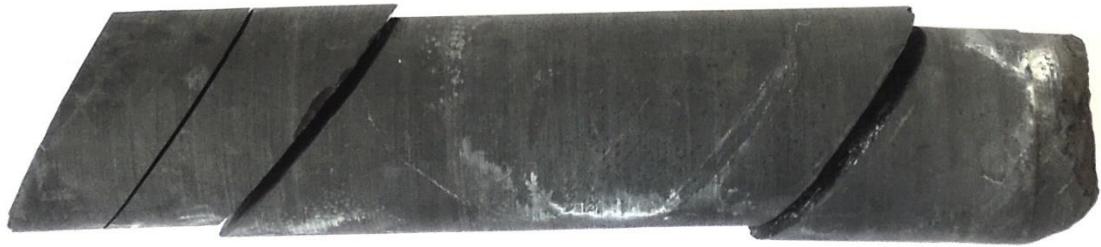
B.2.6 Borbarhet

Materialet fra punktlastesten er benyttet i test for borbarhet. Prøveserie for borbarhet er større enn 5 kg for å kompensere for flisigheten til alunskifer.

B.2.7 Kommentar

Før testingen av materialet startet, var det planlagt å gjøre frisvellingstester også på materialet som benyttes i test for enaksiell trykkfasthet, punktlasttest og borbarhetstest. Slake og svelletester ble først gjennomført på materiale som spesifikt var tiltenkt disse testene. Da resultatene angir et lite aktivt svellemateriale, ble det antatt at dette resultatet også ville fremkomme dersom materiale fra de andre testene ble testet på svelling og «slake durability». Erfaring fra Skippervik, Panthi og Dahl (2014) viser at alunskifer ikke sveller i pulverform. Derfor ble ikke materialet fra test for enaksiell trykkfasthet, punktlasttest og borbarhetstest testet i frisvelling og svelletrykk i pulverform. De planlagte svelletrykksmålingene på materiale i pulverform ble også avlyst etter at en svelletrykkstest var kjørt med et svelletrykk på 0,01 MPa.

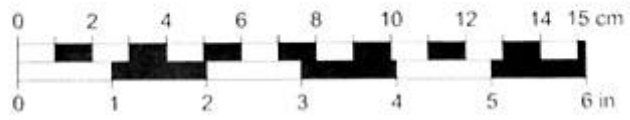
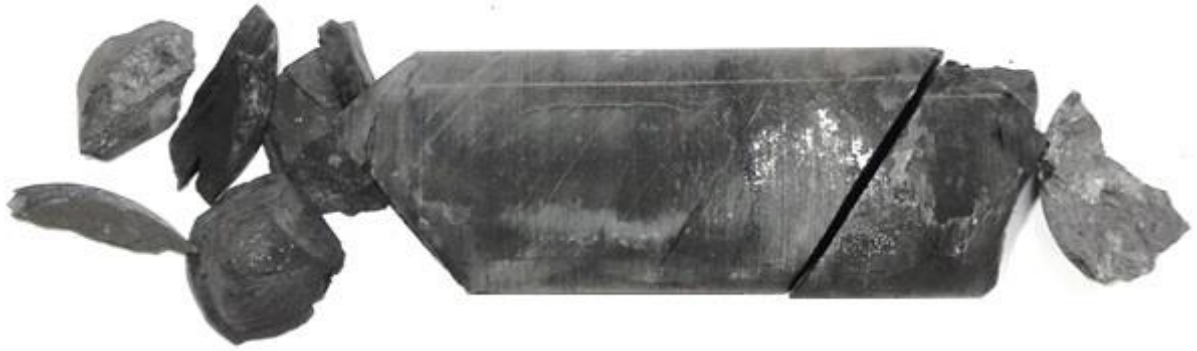
B.3 Bilder: Prøver før punktlasttest



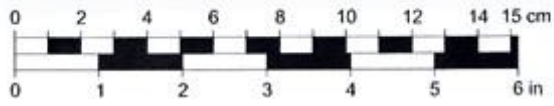
Figur B.2 K7 K-6 rad 1 34,40-34,60 m.



Figur B.3 K7 K-6 rad 1 34,83-35,06 m.



Figur B.4 K7 K-6 rad 1 35,06-35,30 m.



Figur B.5 K7 K-9 rad 1 47,70-48,00 m.

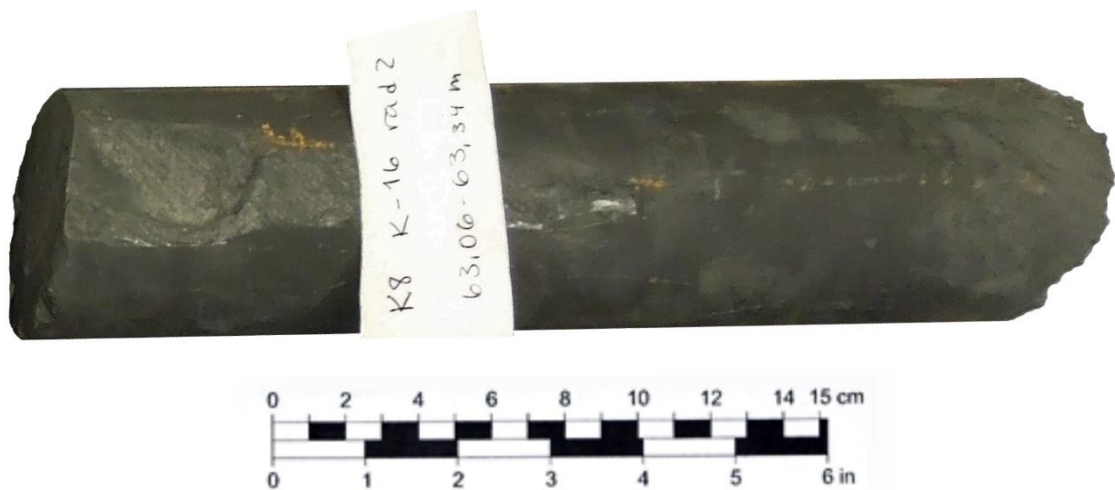
B.4 Bilder: Prøver før preparering, test for enaksial trykfasthet



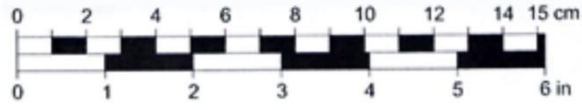
Figur B.6 Prøve A. Prøven ble ødelagt under preparering.



Figur B.7 Prøve B.

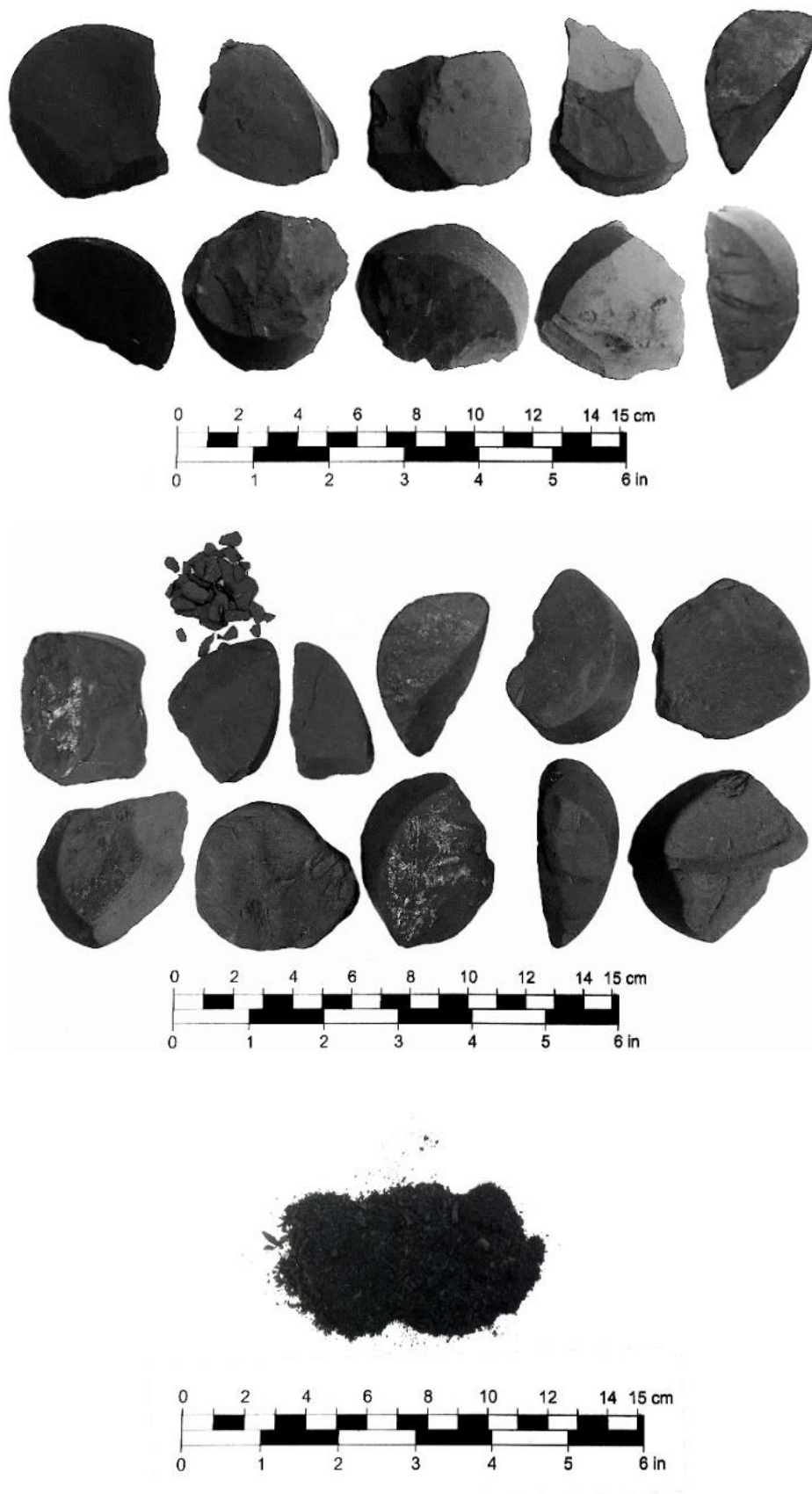


Figur B.8 Prøve C.

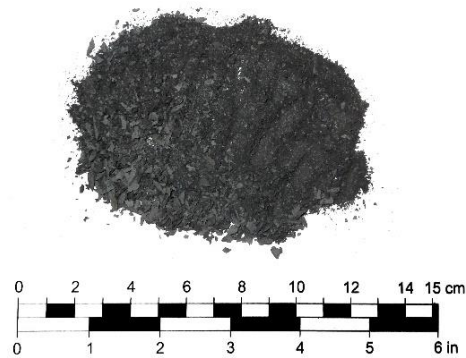


Figur B.9 Prøve D.

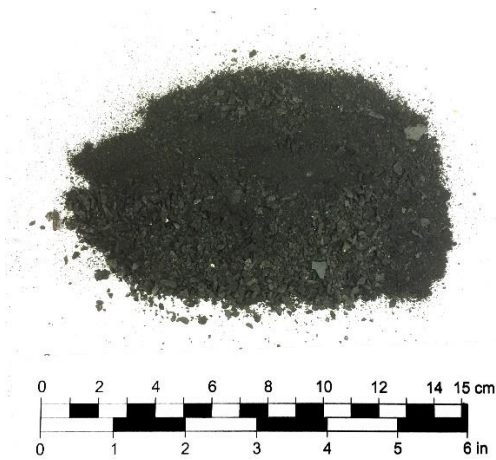
B.5 Bilder: Prøver for «slake durability test», før og etter test



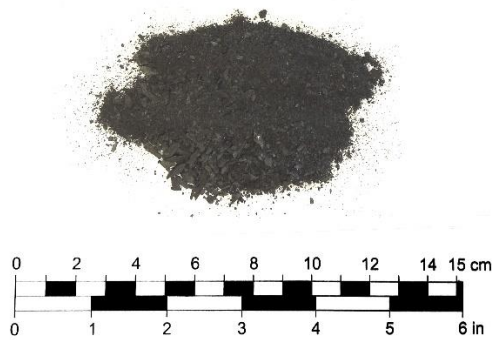
Figur B.10 Prøve S1 henholdsvis før test, etter test og pulver som er igjen i trommelen.



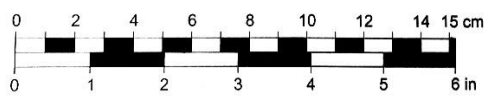
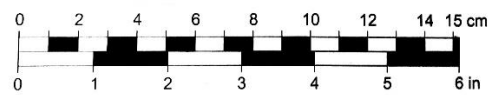
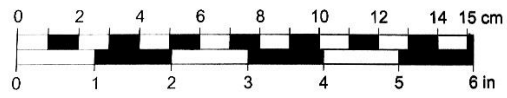
Figur B.11 Prøve S2 henholdsvis før test, etter test og pulver som er igjen i trommelen.



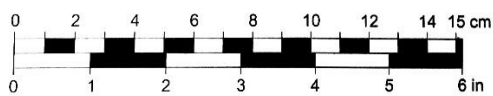
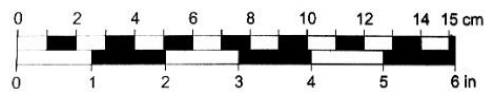
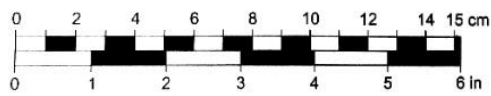
Figur B.12 Prøve S3 henholdsvis før test, etter test og pulver som er igjen i trommelen.



Figur B.13 Prøve S4 henholdsvis før test, etter test og pulver som er igjen i trommelen.



Figur B.14 Prøve S5 henholdsvis før test, etter test og pulver som er igjen i trommelen.



Figur B.15 Prøve S6 henholdsvis før test, etter test og pulver som er igjen i trommelen.

B.6 Resultater: Test for enaksiell trykkfasthet

Tabell B.2 Nye prøvenavn for UCS og mål på prøver.

Prøve	Prøvenavn	Diameter (mm)			Gjennomsnitt	Lengde (mm)
		Måling 1	Måling 2	Måling 3		
B	K7 K-9 rad 1 48,00-48,30	60,99	61,02	61,07	61,03	138,71
C	K8 K-16 rad 2 63,06-63,34	62,98	62,90	62,91	62,93	138,73
D	K8 K-17 rad 3 66,85-67,10	63,14	62,96	63,01	63,04	140,74

Tabell B.3 Data for beregning av E-modul (tangentspunkt og intervall for beregning av E) og Poissons ratio (ν).

Prøve	d (mm)	l (mm)	Vekt (g)	l/d	UCS (MPa)	E (GPa)	ν	Tangentspunkt (MPa)	Intervall (MPa)
B	61,03	138,71	1098,90	2,3	86,8	57,69	0,27	43,5	7,6
C	62,93	138,73	1136,09	2,2	100,6	41,48	0,4	42,3	10
D	63,04	140,74	1186,69	2,2	8,2	7,49	0,3	4,1	1,5

B.7 Resultater: Punktlasttest

Tabell B.4 Resultater fra diametral punktlasttest. Beregnet etter likning 6.2, 6.3, 6.4, 6.5 og 6.6.

Prøvenavn	Prøve	Type	D (mm)	F (kN)	D_e^2 (mm ²)	D_e (mm)	I_s	F_{korr}	$I_{S(50)}$
K7 K-6 rad 1 34,30-34,60 m	1	d	60,76	2,78	3691,78	60,76	0,75	1,09	0,82
	2	d	60,76	2,33	3691,78	60,76	0,63	1,09	0,69
K7 K-6 rad 1 35,06-35,30 m	11	d	60,76	1,93	3691,78	60,76	0,52	1,09	0,57
	12	d	60,76	3,52	3691,78	60,76	0,95	1,09	1,04
K7 K-6 rad 1 34,83-35,06 m	15	d	60,88	0,87	3706,37	60,88	0,23	1,09	0,26
	16	d	60,88	5,98	3706,37	60,88	1,61	1,09	1,76
	17	d	60,88	1,83	3706,37	60,88	0,49	1,09	0,54
K7 K-9 rad 1 47,70-48,00 m	22	d	60,84	2,57	3701,51	60,84	0,69	1,09	0,76
	23	d	60,84	3,33	3701,51	60,84	0,90	1,09	0,98
	24	d	60,84	2,67	3701,51	60,84	0,72	1,09	0,79
	25	d	60,84	1,59	3701,51	60,84	0,43	1,09	0,47
Gjennomsnitt									0,69

Tabell B.5 Resultater fra aksial punktlasttest. Beregnet etter likning 6.2, 6.3, 6.4, 6.5 og 6.6.

Prøvenavn	Prøve	Type	D (mm)	W (mm)	F (kN)	D_e^2 (mm ²)	D_e (mm)	I_s	F_{korr}	$I_{S(50)}$	
K7 K-6 rad 1 34,30-34,60 m	3	a ⊥	28,71	60,89	8,24	2225,82	47,18	3,70	0,97	3,61	
	4	a ⊥	28,53	60,87	12,2	2211,13	47,02	5,52	0,97	5,37	
	5	a ⊥	28,18	61,03	8,65	2189,75	46,79	3,95	0,97	3,83	
	6	a ⊥	46,00	61,86	14,58	3623,08	60,19	4,02	1,09	4,37	
	7	a ⊥	45,33	61,03	14,38	3522,40	59,35	4,08	1,08	4,41	
	8	a ⊥	44,31	60,65	8,11	3421,71	58,50	2,37	1,07	2,54	
	9	a ⊥	23,33	60,87	13,66	1808,12	42,52	7,55	0,93	7,02	
	10	a ⊥	26,93	60,93	10,67	2089,19	45,71	5,11	0,96	4,91	
	K7 K-6 rad 1 35,06-35,30 m	13	a ⊥	37,72	60,76	9,99	2918,10	54,02	3,42	1,04	3,54
		14	a ⊥	31,19	60,76	12,87	2412,92	49,12	5,33	0,99	5,29
K7 K-6 rad 1 34,83-35,06 m	18	a ⊥	41,28	60,88	12,43	3199,81	56,57	3,88	1,06	4,11	
	19	a ⊥	30,40	60,88	9,54	2356,45	48,54	4,05	0,99	3,99	
	20	a ⊥	28,70	60,88	4,40	2224,68	47,17	1,98	0,97	1,93	
K7 K-9 rad 1 47,70-48,00 m	21	a ⊥	30,32	60,88	11,98	2350,25	48,48	5,10	0,99	5,03	
	26	a ⊥	40,03	60,84	11,32	3100,88	55,69	3,65	1,05	3,83	
	27	a ⊥	27,99	60,84	3,81	2168,21	46,56	1,76	0,97	1,70	
	28	a ⊥	26,52	60,84	9,32	2054,34	45,32	4,54	0,96	4,34	
29	a ⊥	48,21	60,84	10,12	3734,53	61,11	2,71	1,09	2,97		
Gjennomsnitt										4,77	

|| parallell
⊥ vinkelrett

d diametral
a aksial

Feilet test i *kursiv*
~~Større verdier~~ i beregning
av gjennomsnitt for $I_{S(50)}$

Fet tall er verdier som
er med i beregningen
av $I_{S(50)}$

B.8 Resultater: Lydhastighet

Tabell B.6 Beregninger for lydhastighet etter likning 6.7 for alunskifer.

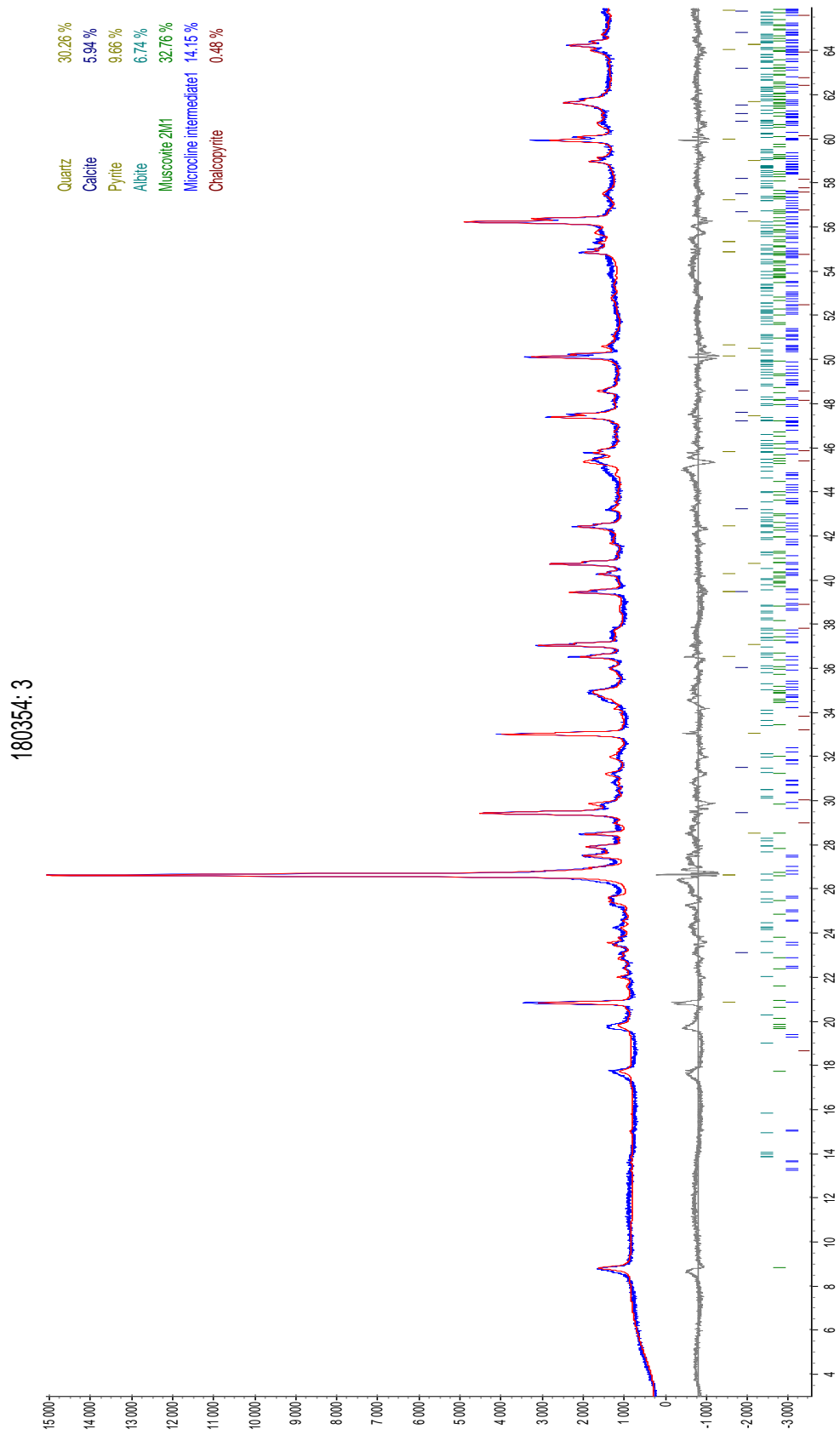
Prøve	Diameter (mm)	Lengde (mm)	Volum (mm ³)	Vekt (g)	Tetthet (g/cm ³)	Tid (μs)	Lydhastighet (m/s)
B	61,03	138,71	405774,17	1098,90	2,71	23,90	5803,77
C	62,93	138,73	431494,96	1136,09	2,63	27,90	4972,40
D	63,04	140,74	439278,39	1186,69	2,70	42,90	3280,65

B.9 Resultater: Slake durability test

Tabell B.7 Prøvenavn og data fra slake durability test, beregnet etter likning 6.8. Resultatene er plottet i figur 6.16.

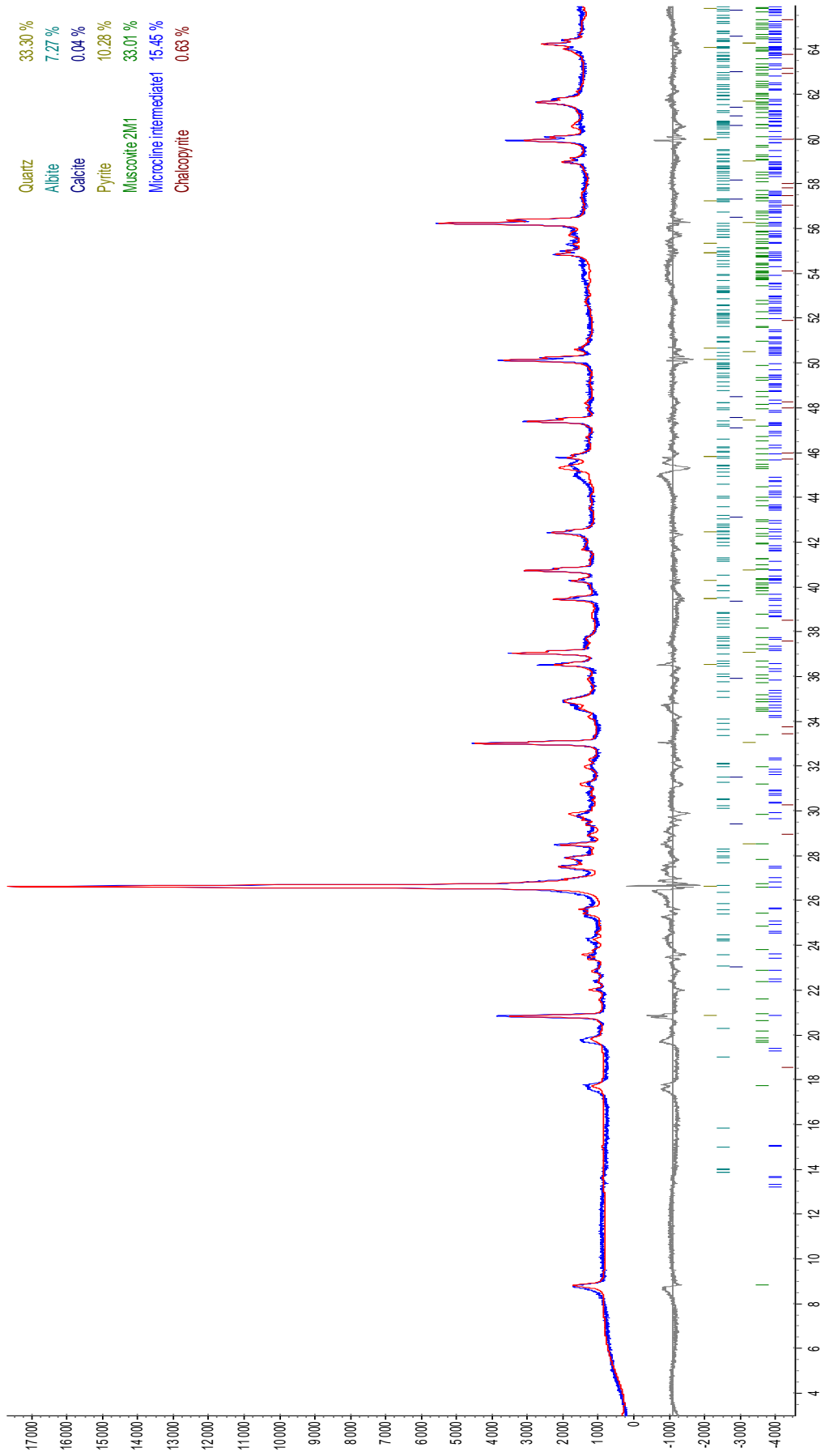
Prøve	Borehull	I_{d1}	I_{d2}	I_{d3}	I_{d4}	Klassifisering
S1	K7	99,3	98,6	98,2	97,7	Høy
S2	K7	98,9	97,8	96,8	95,2	Høy
S3	K7	98,7	97,3	95,3	93,0	Medium høy
S4	K8	99,2	98,6	98,0	97,1	Høy
S5	K8	98,8	98,0	97,4	96,3	Høy
S6	K8	99,3	98,7	98,3	97,6	Høy

B.10 Resultater: XRD

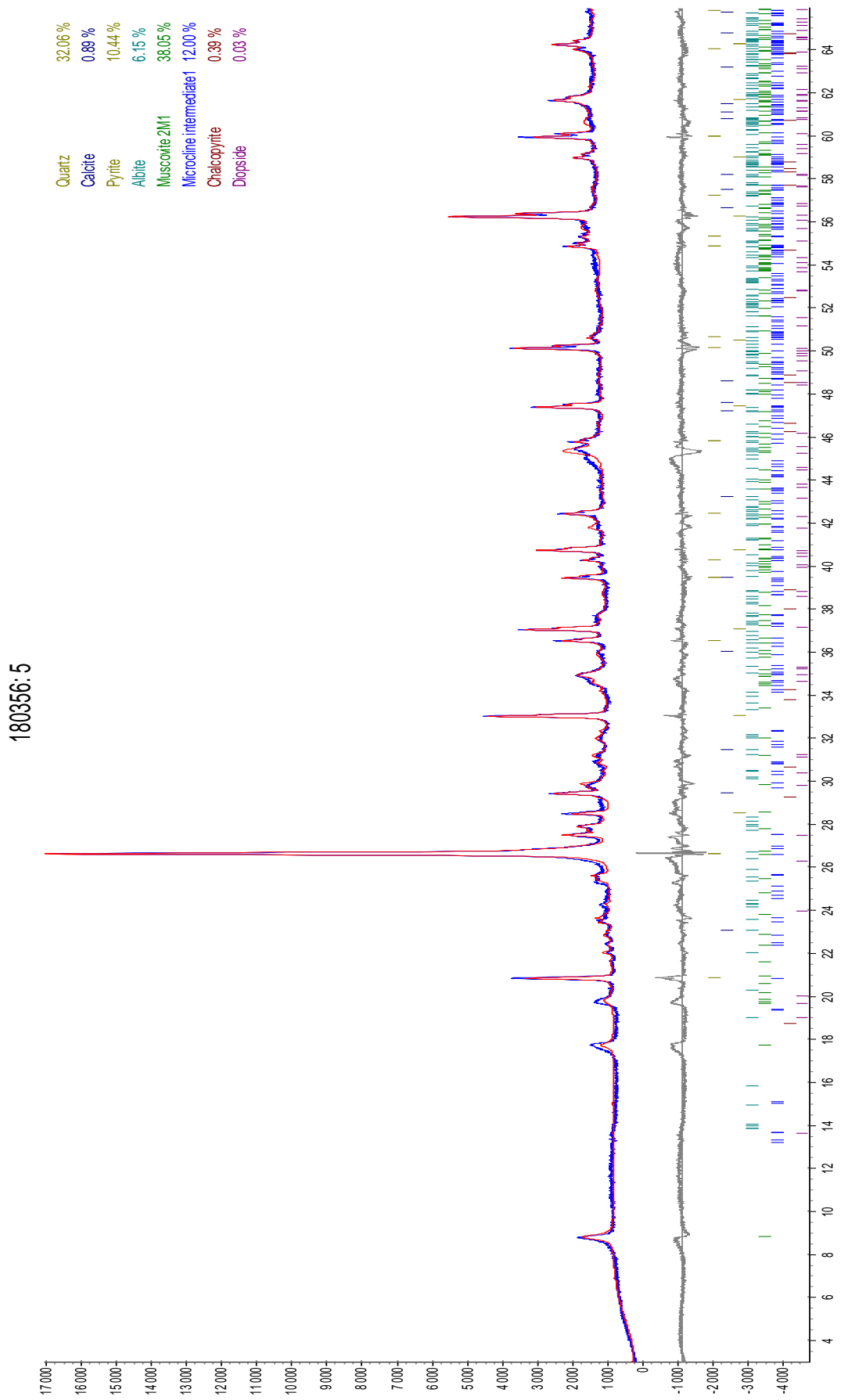


Figur B.16 Diffraktogram for prøve S3.

180355: 4



Figur B.17 Diffraktogram for prøve S4.



Figur B.18 Diffraktogram for prøve S5.

B.11 Resultater: XRF

Tabell B.8 Resultater fra semi-kvantitativ analyse av alunskifer. Uthevede tall er tallene som benyttes i analysene i trekantdiagrammet i figur 6.17.

Prøve	S4	S5	S6
SiO ₂	49,38 %	54,54 %	54,58 %
Al ₂ O ₃	15,35 %	15,64 %	15,95 %
SO ₃	7,83 %	8,72 %	8,72 %
Fe₂O₃	6,91 %	7,05 %	7,17 %
K ₂ O	4,69 %	4,65 %	4,61 %
CaO	3,81 %	0,32 %	1,32 %
MgO	1,19 %	1,09 %	1,27 %
TiO ₂	0,85 %	0,84 %	0,85 %
Na ₂ O	0,54 %	0,48 %	0,47 %
P ₂ O ₅	0,16 %	0,10 %	0,18 %
MnO	531 PPM		133 PPM

Tabell B.9 Normaliserte verdier for Fe, Ca og Mg fra tabell b.8 som er plottet i trekantdiagrammet i figur 6.17. Verdiene er multiplisert med faktoren som står i hvert hjørne i trekantdiagrammet.

Prøve	S3	S4	S5
Fe	28 %	52 %	41 %
Ca	47 %	7 %	23 %
Mg	24 %	40 %	36 %

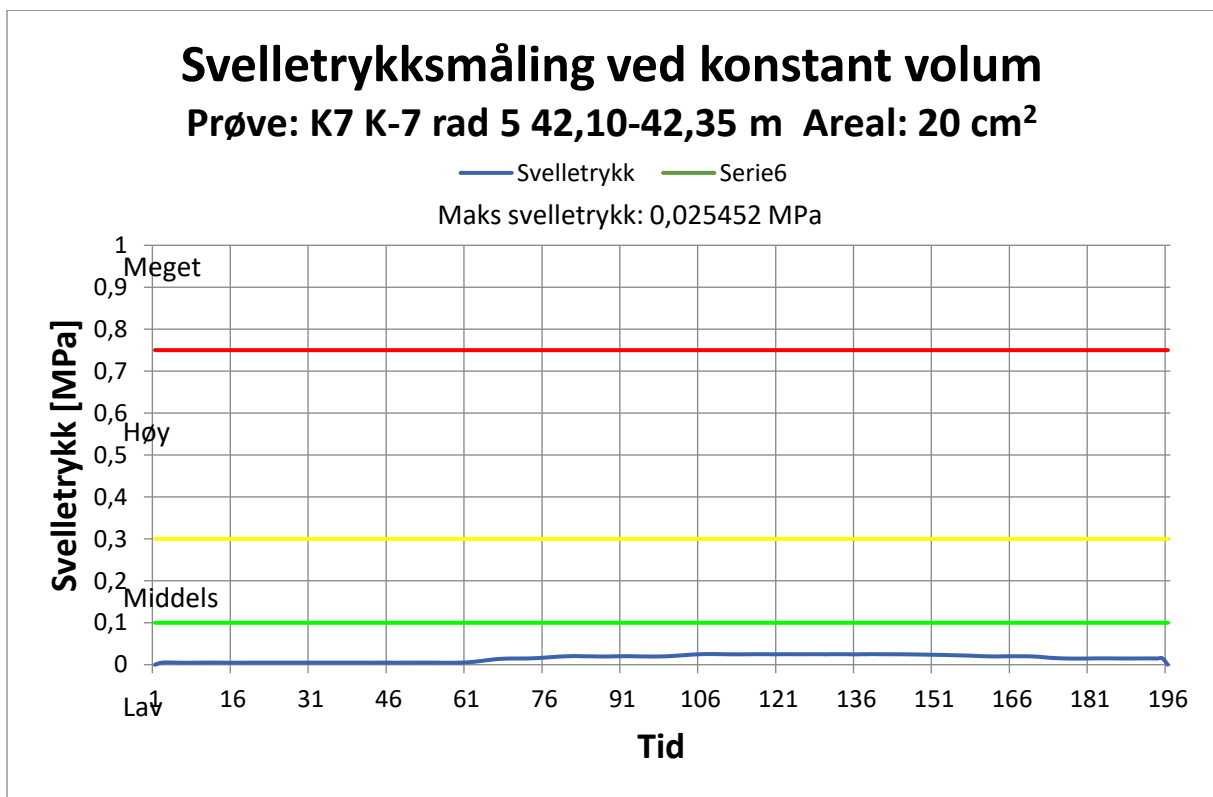
B.12 Resultater: Tetthet

Tabell B.10 Tetthetsberegninger for alunskifer etter likning 6.9 i kapittel 6.1.7.

Densitet (ρ)	Symbol	
Masse pyknometer og vann [g]:	m_2	1173
Masse tørr prøve [g]:	m_1	598
Masse prøve, vann og pyknometer [g]:	m_3	1543
Fortrengt vann/volum prøve ($k=1$) [cm ³]:		228
Densitet [g/cm ³]:		2,62

Tetthet for syenitt er 2,60 og er hentet fra SINTEF (2017).

B.13 Resultater: Svellertrykksmåling

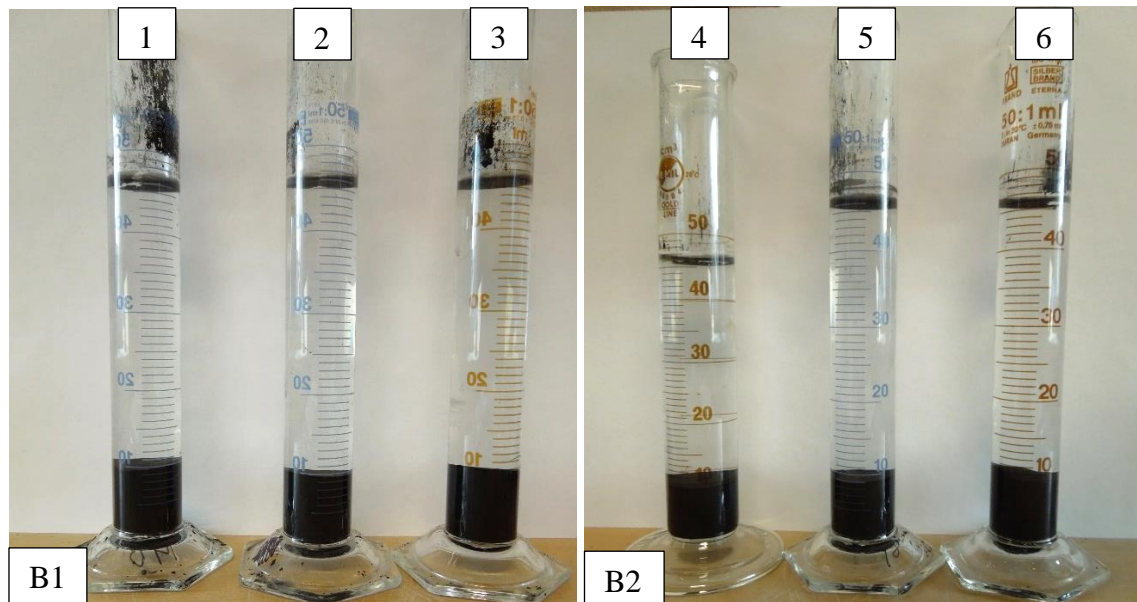


Figur B.19 Svellertrykksmåling for prøve S1.

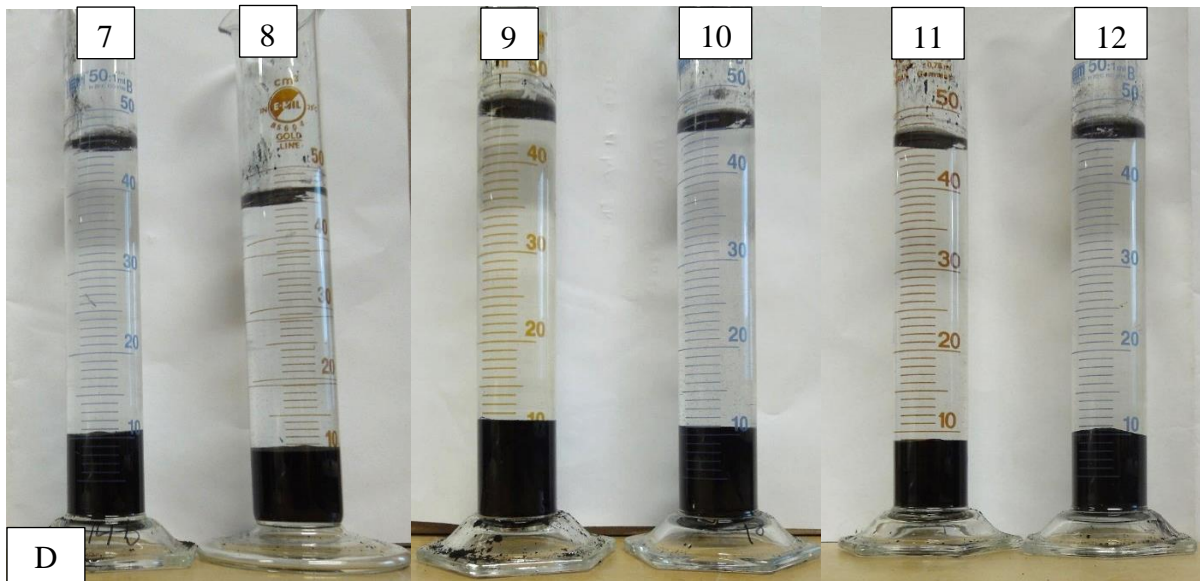
B.14 Resultater: Frisvelling

Tabell B.11 Resultater frisvelling. Beregnet etter likning 6.10 og 6.11.

Prøve-gruppe	Sylinder-nummer	Prøve	F _s	FS	
B1	1	K8 K-18 rad 2 70,00-70,24 m	90	70	Lite aktivt
B1	2	K8 K-20 rad 1 76,00-76,30 m	90	70	Lite aktivt
B1	3	K8 K-18 rad 2 70,24-70,49 m	100	80	Lite aktivt
Gjennomsnitt			93	73	
B2	4	K7 K-7 rad 5 42,10-42,35 m	90	70	Lite aktivt
B2	5	K7 K-7 rad 5 42,57-42,80 m	90	70	Lite aktivt
B2	6	K7 K-7 rad 5 42,35-42,57 m	90	70	Lite aktivt
Gjennomsnitt			90	70	
D	7	K8 K-19 rad 2 73,00-73,30 m	100	75	Lite aktivt
D	8		100	70	Lite aktivt
D	9	K8 K-14 rad 1 53,90-54,10 m	110	80	Lite aktivt
D	10		110	80	Lite aktivt
D	11	K8 K-15 rad 1 58,17-58,70 m	90	70	Lite aktivt
D	12	pose 1	100	75	Lite aktivt
Gjennomsnitt			102	75	Lite aktivt



Figur B.20 Biler av sylinder 1-6 etter frisvelling i 24 timer.

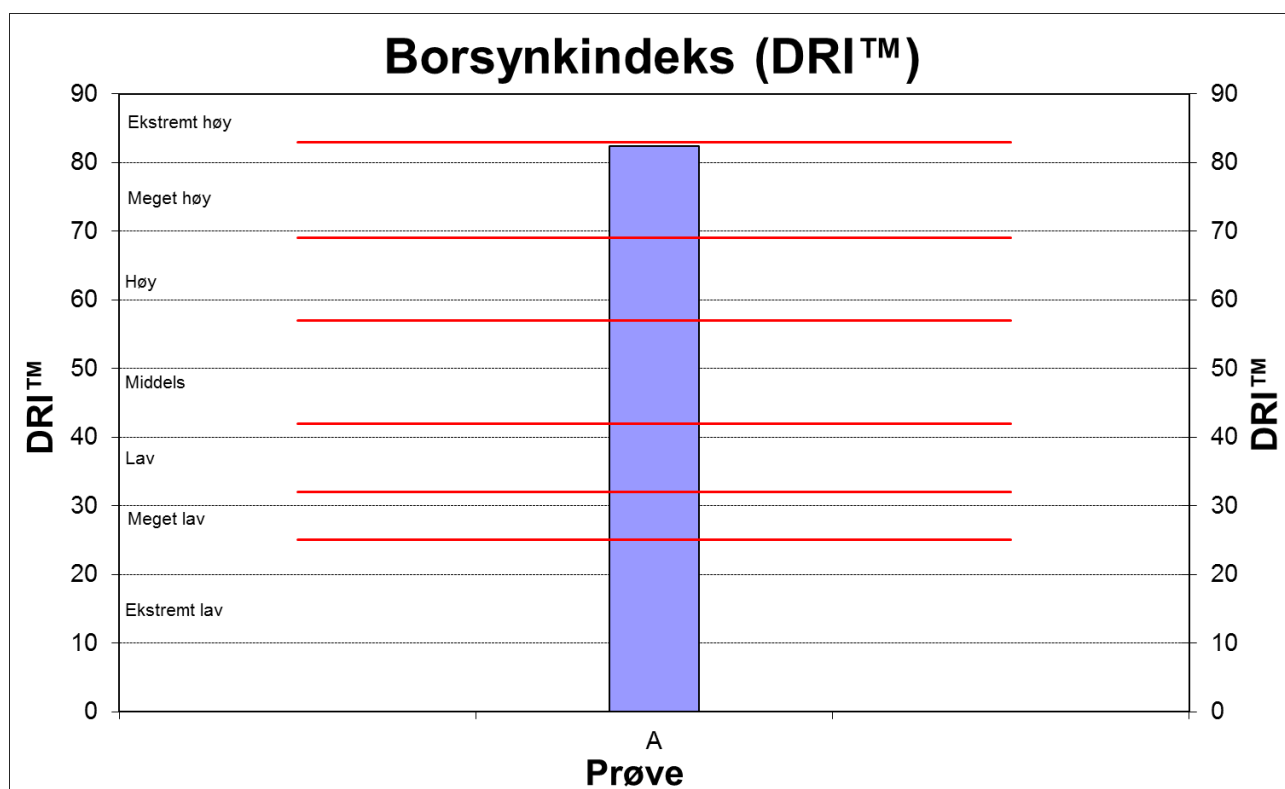


Figur B.21 Bilder av sylinder 7-12 etter frisvelling i 24 timer.

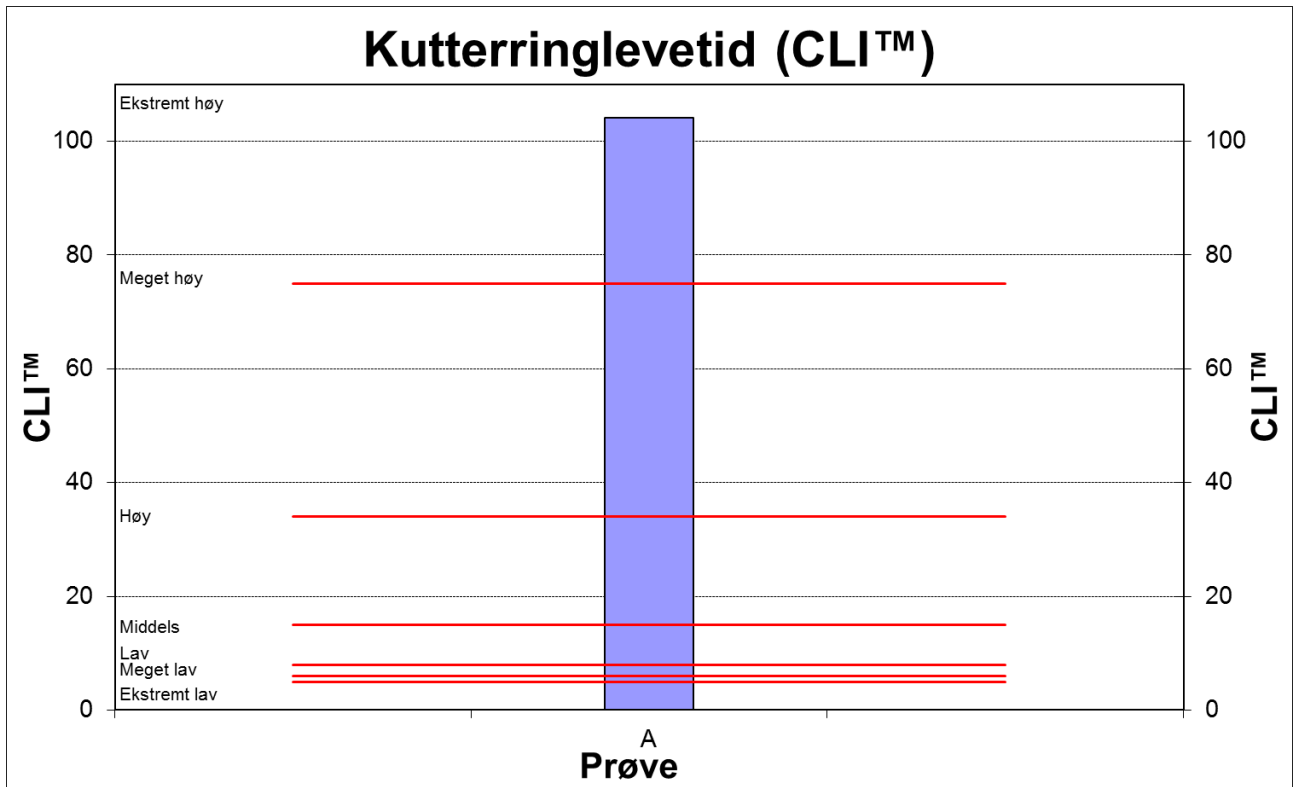
B.15 Resultater: Borbarhet

Tabell B.12 Borbarhet: testresultater for svart leirskifer.

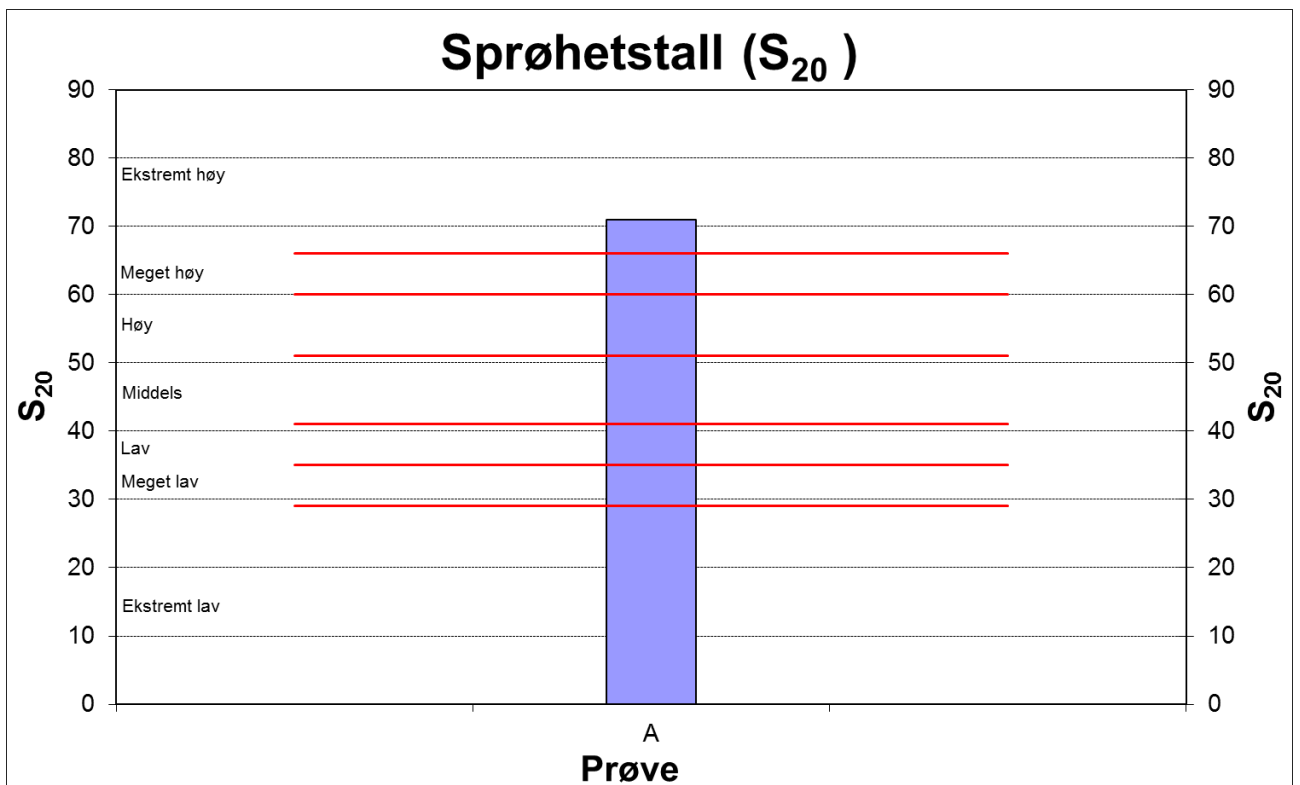
Test nr.	S20	Pakningsgrad	SJ	AVS
1	71,90	1	86,00	1
2	70,30	1	86,00	0
3	70,90	1	97,30	
4			110,70	
Gjennomsnitt	71,00	1	95,00	0,5
Standardavvik	0,82		11,76	0,71



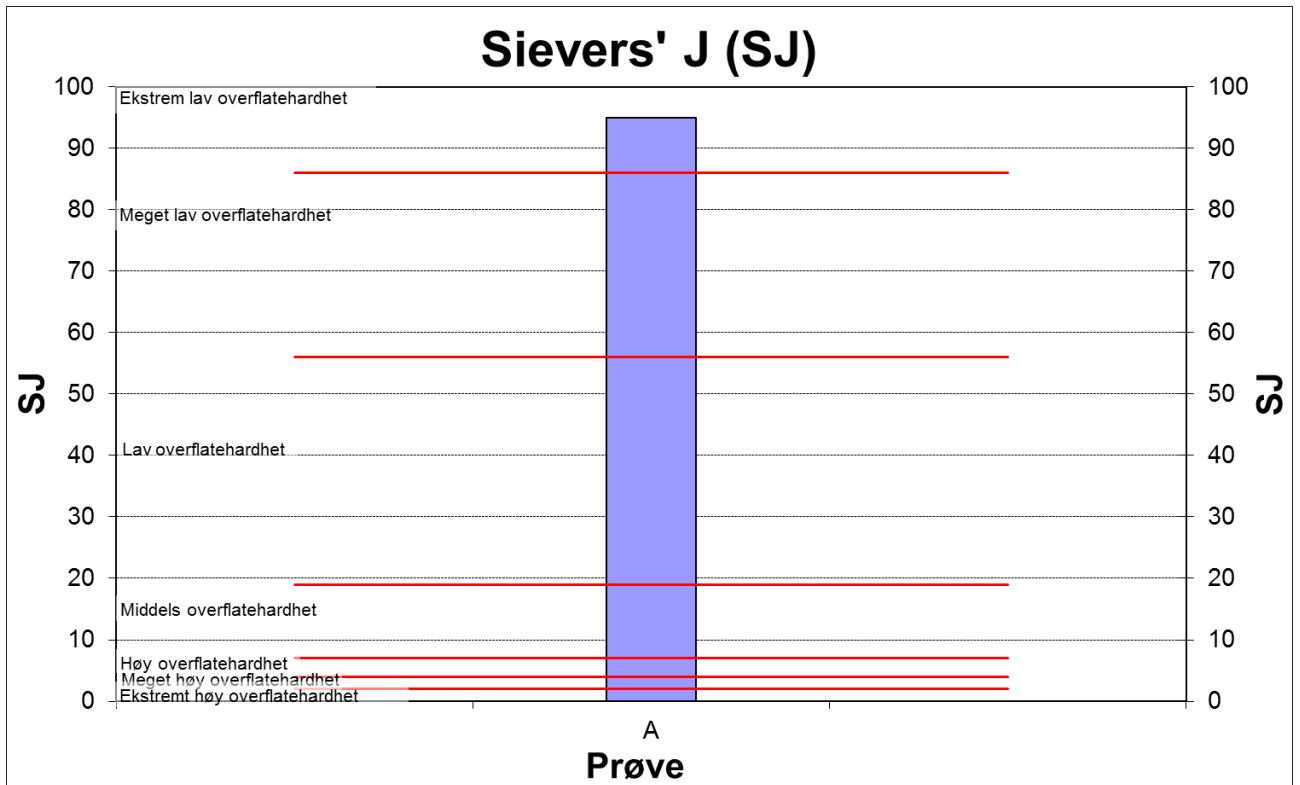
Figur B.22 Borsynkindeks for alunskifer.



Figur B.23 Kutteringlevetid for alunskifer.



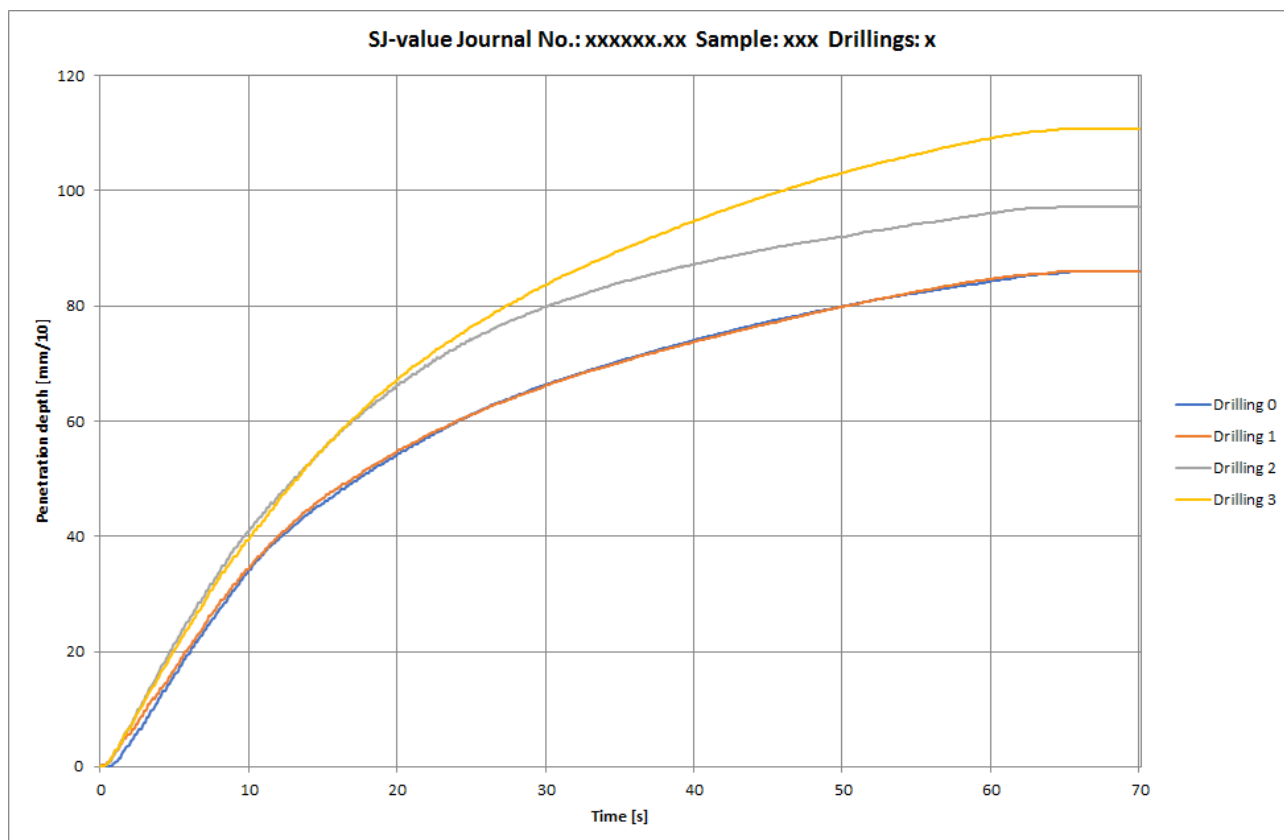
Figur B.24 Sprøhetstall for alunskifer.



Figur B.25 Sievers' J-verdi for alunskifer.



Figur B.26 Slitasjeverdi for kutterstål for alunskifer.

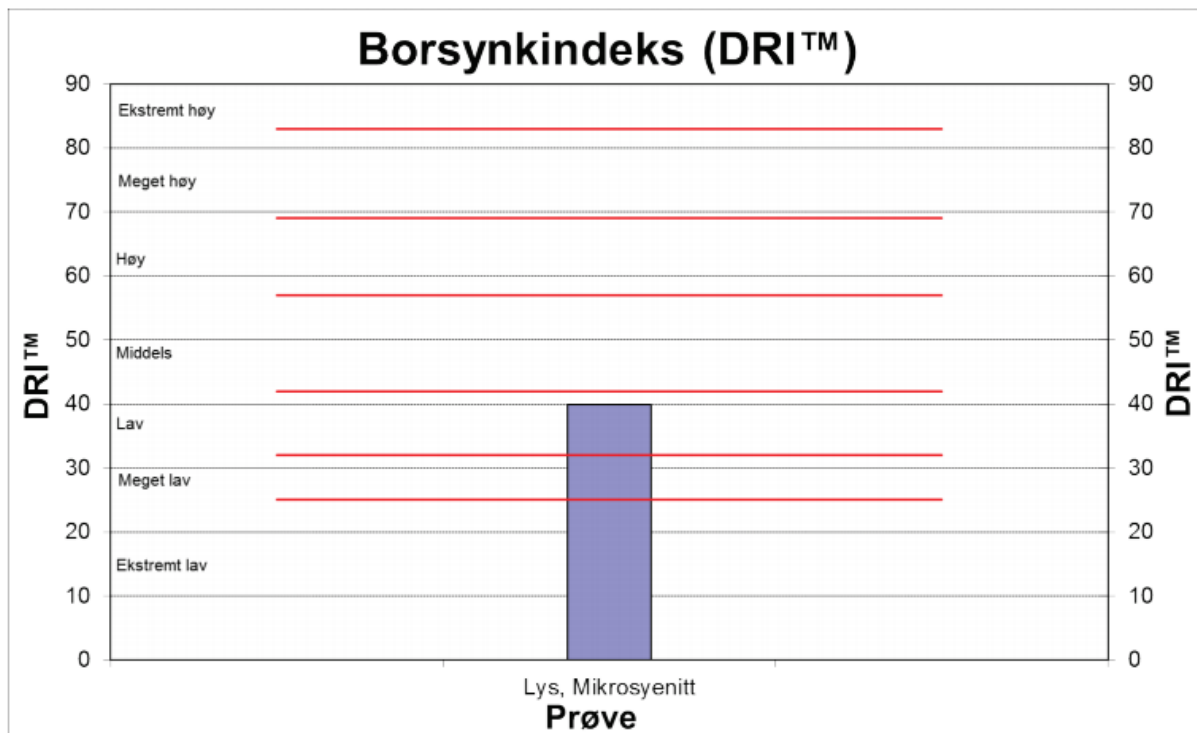


Figur B.27 Data fra Sievers' J-test for de fire borehullene i alunskifer.

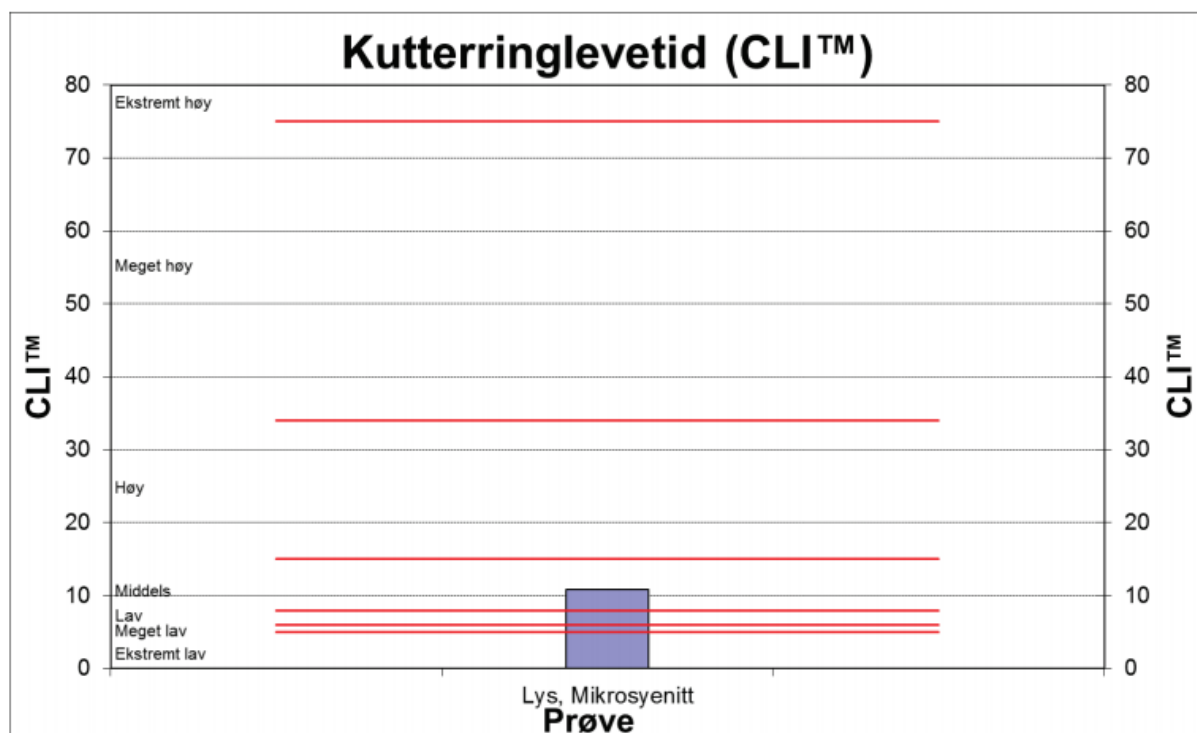
Testresultater for lys mikrosyenitt (SINTEF, 2017)

Tabell B.13 Borbarhet: samlede resultater for syenitt.

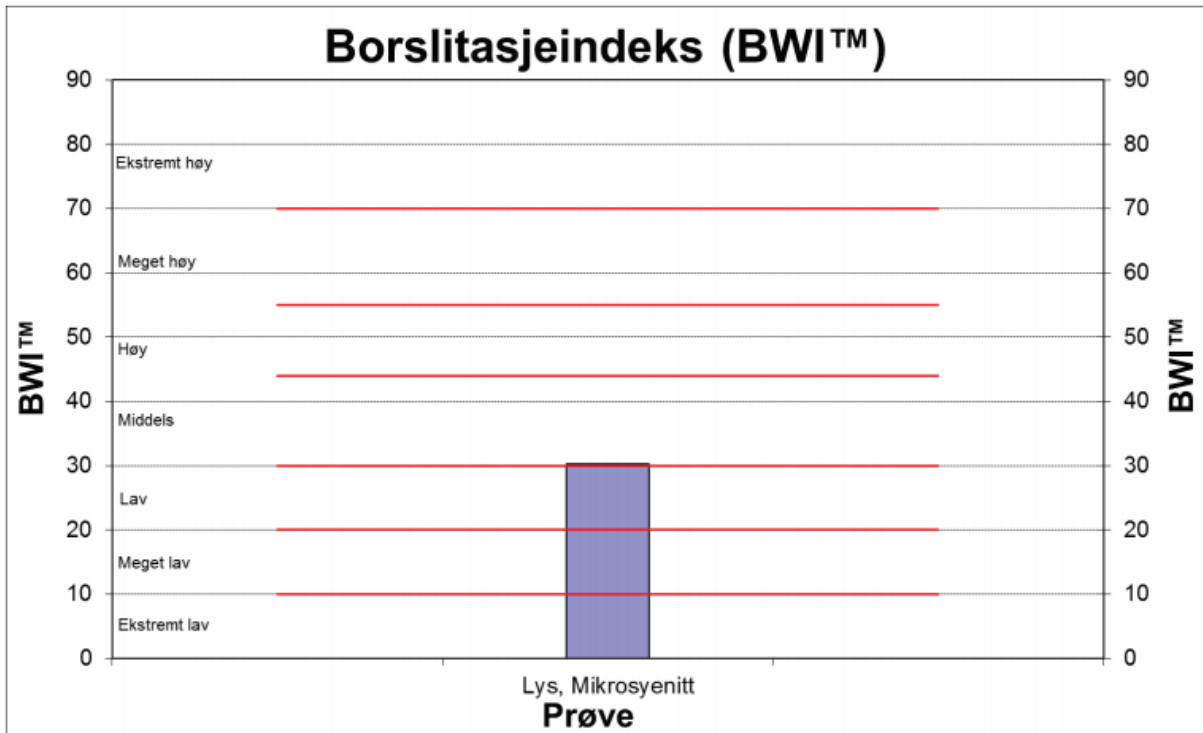
Parameter	Verdi	Enhet	Klassifisering
Sprøhetstall (S_{20} , 11,2-16,0 mm)	40,3	[%]	Lav
Flisighet (f)	1,38		
Pakningsgrad	0		
Densitet	2,60	[g/cm ³]	
Sievers' J (SJ)	9,2	[mm/10]	Middels
Slitasjeverdi (AV)	2,0	[mg]	Meget lav
Slitasjeverdi kutterstål (AVS)	17,5	[mg]	Middels



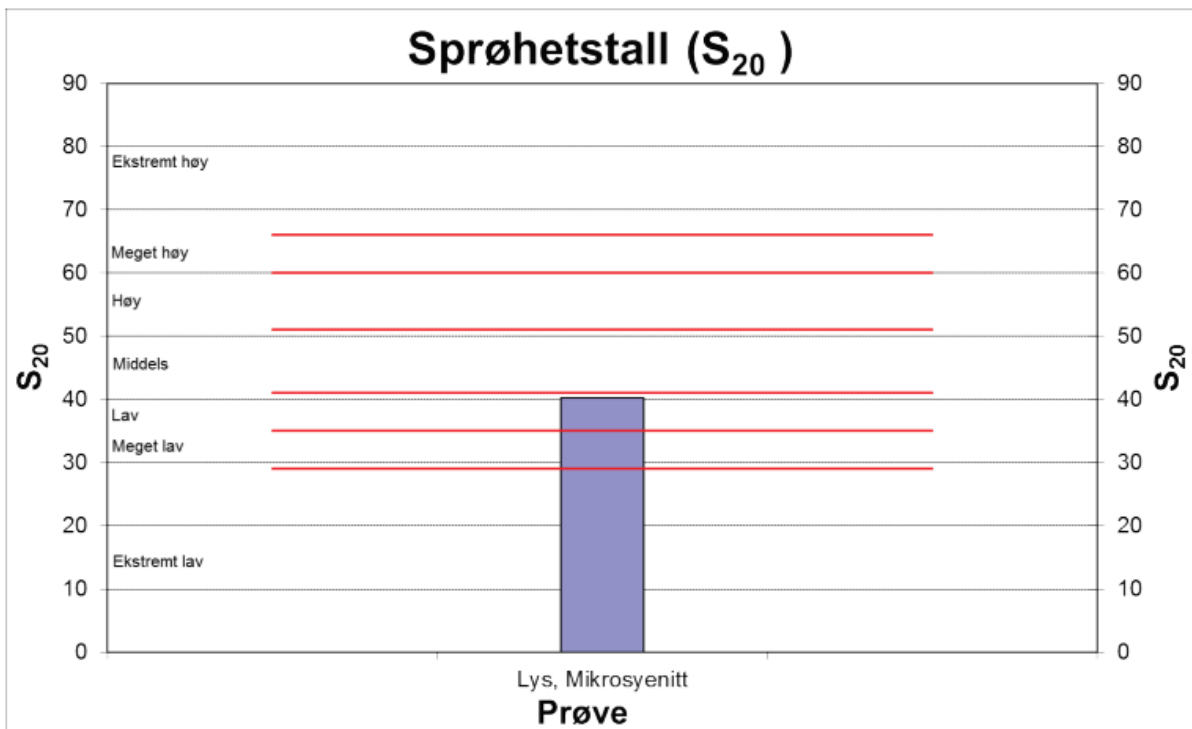
Figur B.28 Borsynkindeks for syenitt.



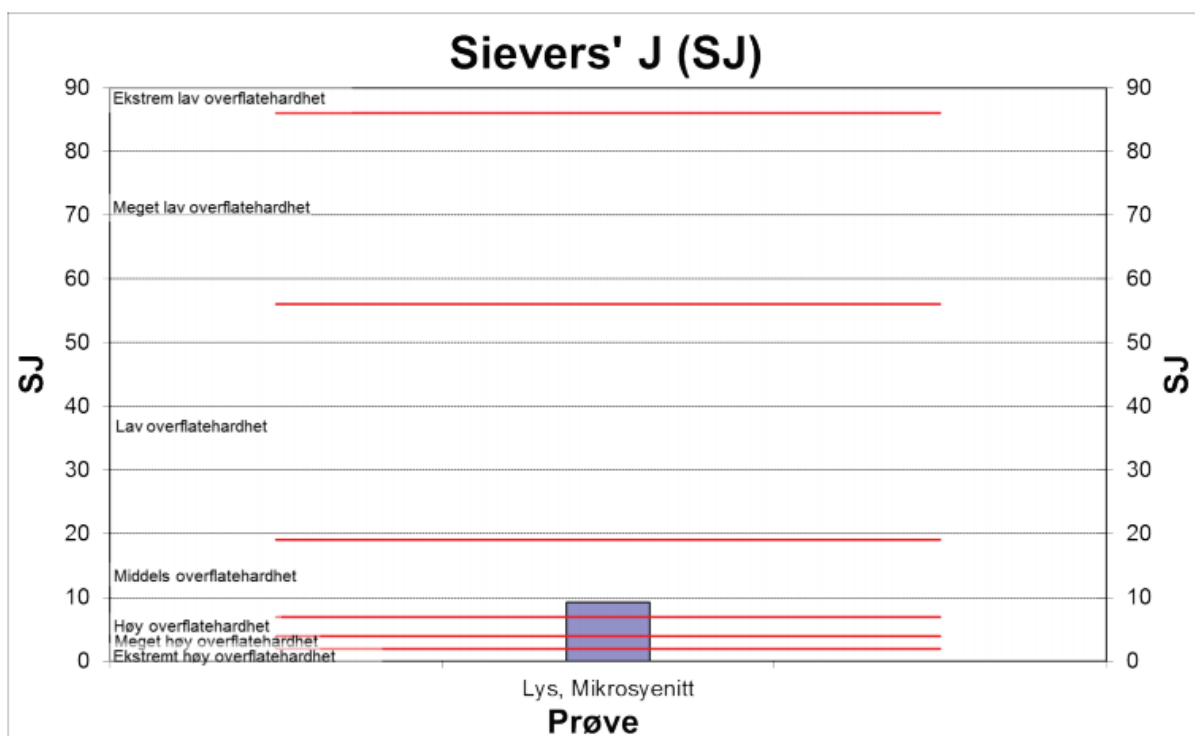
Figur B.29 Kuterringlevetid for syenitt.



Figur B.30 Borslitasjeindeks for syenitt.



Figur B.31 Sprøhetstall for syenitt.



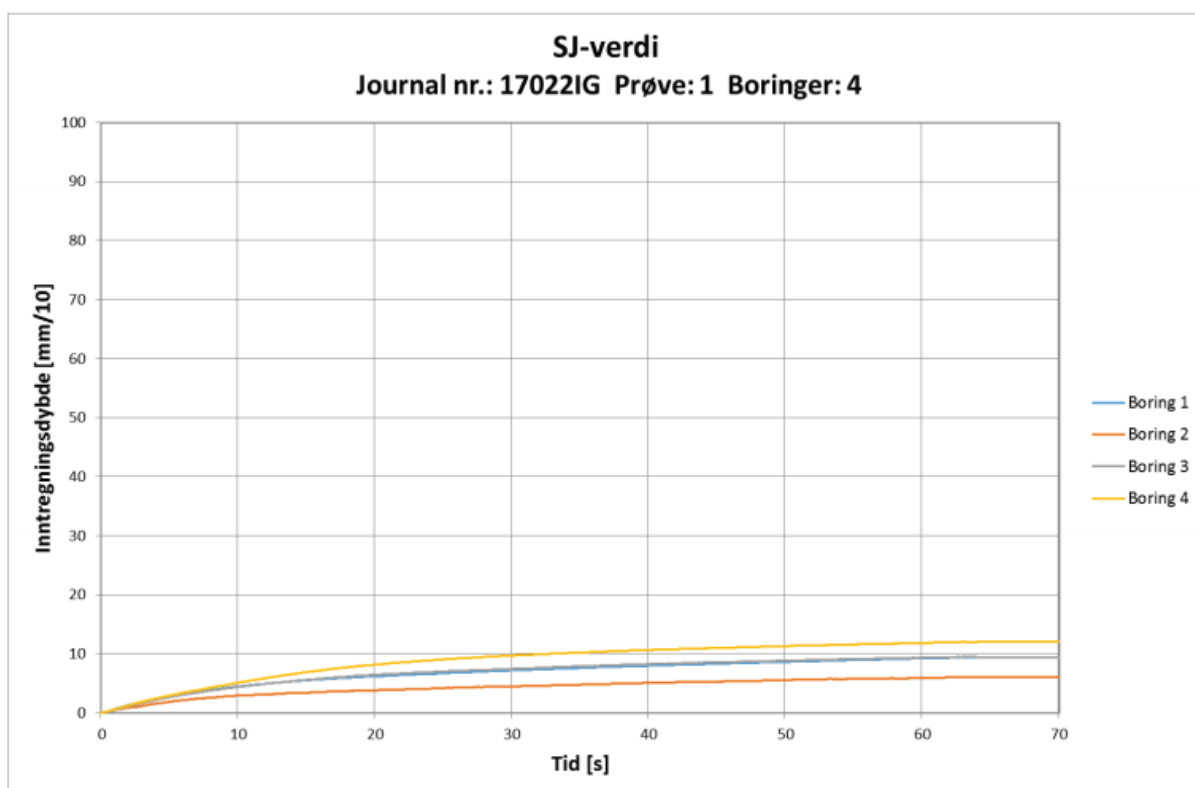
Figur B.32 Sievers' J-verdi for syenitt.



Figur B.33 Slitasjeverdi kutterstål for syenitt.

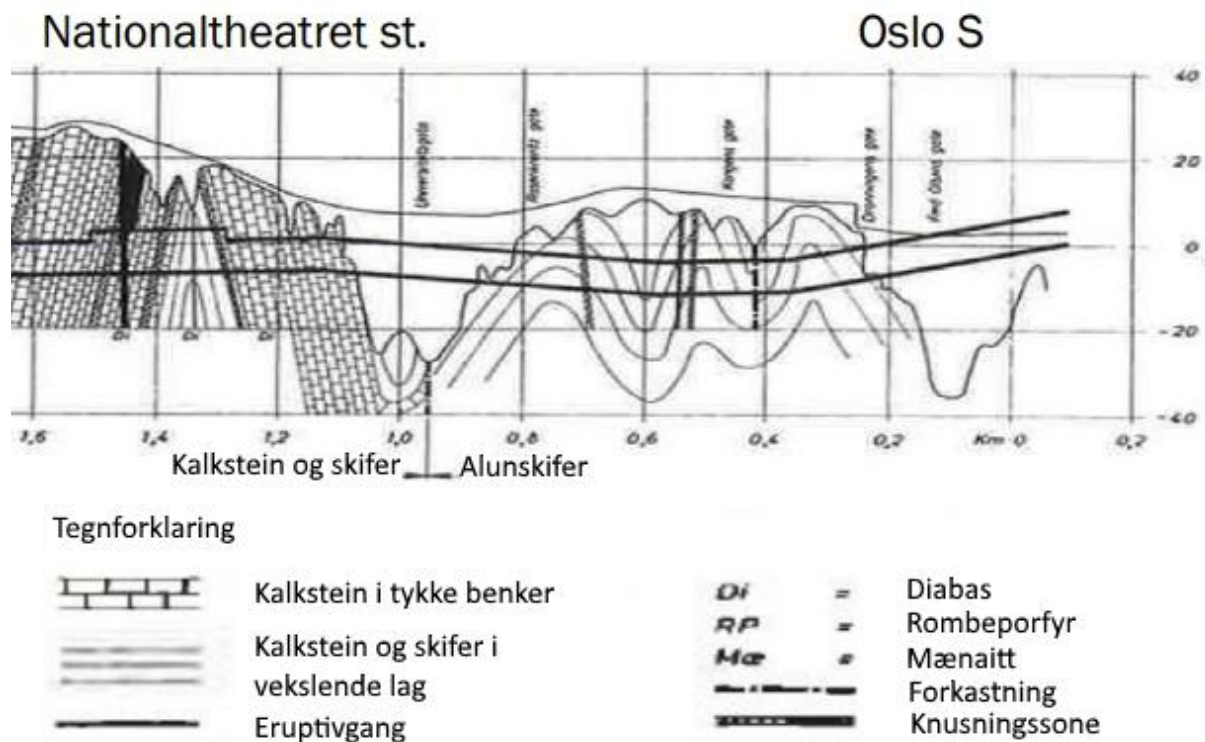


Figur B.34 Slitasjeverdi for syenitt.



Figur B.35 Data fra Sievers' J-test for fire boringer i syenitt.

C. Lengdeprofil



Figur C.1 Utsnitt av geologisk profil over Oslotunnelen, modifisert etter Tveiten (2018).

D. Data for RS²

D.1 Beregning av E, ν og σ_c

Tabell D.1 Resultater fra test for enaksial trykkfasthet for alunskifer. Prøve B, C og D er testet i denne masteroppgaven, de andre prøvene er testet i SINTEF (2017). Høyeste og laveste verdi er strøket (~~gjennomsnitt~~) for beregning av snittverdier.

Prøve	Bergart	E-modul	Poissons	Trykkfasthet
K1-K23-1-1-23	svartskifer	37,30	0,21	40,20
K2-K12-1-23-50	svartskifer	64,60	0,16	92,20
K2-K19-4-1-26	svartskifer	26,60	-	23,90
B	svartskifer	57,69	0,27	35,56
C	svartskifer	41,48	0,4	39,97
D	svartskifer	7,49	0,3	3,25
Gjennomsnitt		40,77	0,29	34,91

D.2 Beregning av last fra løsmasser og spenninger

Tabell D.2 Spennings- og lastparametere.

Pr. nr.	Overdekning i berg	Overdekning i løsmasse	σ_H (MPa)	σ_h (MPa)	σ_v (MPa)	Overflatelast (MPa)
400	9 m	1 m	13,5	3,5	2,3	0,15
578	8 m	9 m	13,5	3,5	2,1	1,32
675	18 m	1 m	13,5	3,5	4,6	0,15
790	3 m	8 m	13,5	3,5	0,8	1,18

D.3 Beregning av Q-verdi, RMR, GSI og GSI_{res}

Tabell D.3 Beregning av Q-verdi (3.9), RMR (3.8), GSI (3.7) og GSI_{res} (3.6), benyttede likninger i parentes. J_w og SRF er antatt ut i fra de forhold som er å vente i Oslo sentrum.

Bergart	Borehull (intervall)	Q-metoden							Q-verdi	RMR	GSI	GSI _{res}
		RQD	J _n	J _r	J _a	J _w	SRF					
Alunskifer	K7 (25-35 m)	66	11	1,5	2,1	0,66	1,5	1,89	54	49	25	
Syenitt	K6 (5-49,9 m)	84	9	2,1	1,5	0,66	1,5	5,75	61	56	26	

D.4 Beregning av tilsynelatende fall

Utrekning av strøk og fall for sprekker, samt tilsynelatende fall i (apparent dip) av sprekker/foliasjon i tverrsnitt for profilnummer 400 i figur 5.1.

Tabell D.4 Fall og fallretning for sprekker/foliasjon i alunskifer i intervallet 25-35m i borehull K7.

Fallretning	Fall i grader
303	45
358	47
333	28
324	26
324	26
351	34
357	45
346	47
327	49
345	80
347	42
328	40
307	41
318	31
Snitt	333

Utrekning av tilsynelatende fall (apparent dip) er etter likning fra <https://app.visiblegeology.com/apparentDip.html> (hentet 24. mai 2018):

$$\tan d_a = \tan d_t * \sin S_{xs} - S_b$$

Hvor

d_a er tilsynelatende fall av sprekker i tverrsnitt ved pr. nr. x

d_t er fallet til sprekken

S_b er strøket til sprekken

S_{xs} er strøket til tverrsnittet i pr. nr. x

Tabell D.5 Beregning av tilsynelatende fall for sprekker i de fire tverrsnittene.

Pr. nr.	Orientering av tunnel i tverrsnitt	d_t (°)	S_b	S_{xs}	$\tan(d_a)$ (rad)	d_a (rad)	d_a (°)
400	90	42	63	0	-0,802	-0,676	39
578	105	42	63	15	-0,669	-0,590	34
680	114	42	63	24	-0,567	-0,516	30
790	117	42	63	27	-0,529	-0,487	28

D.5 Sprekkeparametere i RS²

Tabell D.6 Sprekkeparametere i RS2. Mohr Coloumb bruddkriterium.

Parameter	Verdi	Enhet
Tensile Strength	0	
Peak Cohesion	0	
Peak Friction Angle	35	°
Normal Stiffness	100 000	MPa/m
Shear Stiffness	10 000	MPa/m

D.6 Plastiske egenskaper for betongelementer

Tabell D.7 Plastiske egenskaper for betongelementer i RS2.

Parameter	Verdi	Enhet
Compressive Strength (peak)	35	MPa
Compressive Strength (residual)	5	MPa
Tensile Strength (residual)	5	MPa
Tensile Strength (peak)	0	MPa