

Ingrid Kalhagen

Stabilitetsvurdering av Volleberg- og Bruliheitunnelen med fokus på blokkutfall og stabilitetsproblem som følge av svelleleire

Masteroppgåve i Tekniske Geofag

Rettleiar: Krishna Kanta Panthi

Juni 2021

Ingrid Kalhagen

Stabilitetsvurdering av Volleberg- og Bruliheitunnelen med fokus på blokkutfall og stabilitetsproblem som følge av svelleleire

Masteroppgåve i Tekniske Geofag
Rettleiar: Krishna Kanta Panthi
Juni 2021

Noregs teknisk-naturvitskaplege universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for geovitenskap og petroleum



NTNU

Kunnskap for ei betre verd



Your ref.: MS/N39T59/IGP/EAKP

Date: 14.01.2021

TGB4945 Engineering Geology - MSc thesis

for

Eng. geo. student Ingrid Kalhagen

Stability assessment of Volleberg and Bruliheit Road Tunnels with focus on block falls and instability due to swelling clay

Background

Weathered and intensely crushed rock material of the weakness and fault zones holds considerable amount of clay. Some clay material, like for example smectite, swell upon exposure to water leading to the development of swelling pressure on the applied rock support causing immediate tunnel collapses as well as over the operation period of the tunnel. This is among the major short and long-term stability challenges that is being faced by Norwegian Tunneling Industry. In the past, there has been research conducted on the swelling potential of clay material brought from the weakness and shear zones and considerable amount of data are available. However, most of the test was associated to only finding out swelling potential with no regard on how many percentages of the active swelling clay a crushed material brought from different weakness zone holds. This gap is very important to understand for an optimum tunnel support design. During project work, the candidate has carried out comprehensive swelling test of the clay material with varying swelling clay percentage. The aim of this MSc thesis is to carry out stability assessment of two road tunnels; i.e. 610 m long Volleberg tunnelen and 913 m long Bruliheit tunnelen, which are part of E39 Kristiansand – Mandaland project. The cross sections of both tunnels follow T10.5 according to NPRA classification. The assessment will mainly focus on block falls and instability caused by swelling clay in the weakness zones.

MSc thesis task

This MSc thesis is the continuation of the project work during autumn 2020 where candidate carried out laboratory assessment on the swelling potential for varying swelling clay percentage. The MSc thesis will cover comprehensive evaluation on the challenges associated to rock support design in swelling ground considering real tunnel case and will have following main tasks:

- A comprehensive literature study on swelling clays and associated to tunnel stability challenges caused by swelling clay in Norway and internationally.

Page: 1 of 2

- Literature study on the rock support design philosophy used in road tunnels in Norway including both swelling and normal ground conditions.
- Literature study on the rock mechanical properties and stability assessment methods used in rock engineering including block falls.
- Carry out laboratory assessment of swelling clay brought from the weakness zones of case tunnels and compare with the results from project work.
- Present the case tunnels with comprehensive discussion on the engineering geological conditions covering jointing, weakness zones and rock mass quality.
- Carry out stability assessment of these two tunnels covering low cover area where main stability challenges are associated to block falls and weakness zones containing swelling clay material.
- Carry out study on the rock support need at the weakness zones having varying percentage of swelling clay.
- Discuss the results, conclude the work with recommendations.

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 about the project such as reports, maps, information, and data received from the supervisors and collected by the candidate.
- The information provided by the professor about rock engineering and hydropower.
- Scientific papers and books related to international tunnelling cases.
- Literatures in rock engineering, rock support principles, rock mechanics and tunnelling.

Cooperating partner

AF Gruppen AS is the co-operating partner, who also has financially supported cost related to laboratory assessment and field visit by the candidate.

The thesis work is to start on January 15, 2021 and to be completed by June 11, 2021.

The Norwegian University of Science and Technology (NTNU)
Department of Geoscience and Petroleum

January 14, 2021



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

Samandrag

Volleberg- og Bruliheitunnelen langs nye E39 mellom Kristiansand – Mandal er begge stadvis prega av dårleg bergmasse. I Volleberg tunnelen møtte ein på ei svakheitssona med innhald av svelleleire. Svelletrykket leira i svakheitssona gir kan enkelt kartleggast ved å sende sleppematerialet inn til analyse. Ein slik analyse gir svar på kor høgt svelletrykk leira i sleppematerialet gir, samt frisvelling og kor stor del leira utgjer av alt sleppematerialet. Det finst derimot lite informasjon om samanhengen mellom svelletrykket til rein leire og kor mykje dette svelletrykket blir når ein blandar leira ut med det resterande sleppematerialet. Dermed vil det vere vanskeleg å vite kor høgt trykk som kan byggje seg opp i ei slik svakheitssone. Svakheitssona som har blitt vurdert i Bruliheitunnelen er prega av svært låg overdekning, på det lågaste ned mot 8,6 meter. Dette vil medføre lågare innspenningar i berget, og sannsynet for blokkutfall vil auke.

Det har blitt henta ut bergartsprøvar frå tunnelane som det har blitt utført ingeniørgeologiske/bergmekaniske testar på i laboratoriet. Sleppemateriale frå dei omtalte svakheitssonene har også blitt henta ut og testa i ødometer på laboratoriet til NTNU og SINTEF. Det har både blitt gjennomført ødometertest av leira i sleppematerialet, nedknust sleppemateriale med ein kornfraksjon på mellom 20 µm og 5 mm, og leira og sleppematerialet blanda i korrekt blandingsforhold. Dette for å finne svelletrykket som leira gir i ei svakheitssone når det er blanda ut med det resterande sleppematerialet.

Det har blitt gjennomført stabilitetsanalysar i UnWedge for både Volleberg tunnelen, Bruliheitunnelen og område med låg overdekning i Bruliheitunnelen. Analysen ser på korleis blokker som vil kunne danne seg i tunnelane og sannsynet for utfall av desse blokkane. For Volleberg tunnelen vil det kunne dannast lange massive spir i heng, mens for Bruliheitunnelen vil blokkdanning hovudsakleg skje i vederlaga. For området med låg overdekning i Bruliheitunnelen har det også blitt utført stabilitetsanalyse av ei blokk i hengen ved hjelp av den analytiske metoden «Limit equilibrium analysis». Denne blokka vil vere svært ustabil sidan ein får ein sikkerheitsfaktoren på mindre enn 1.

For svakheitssona i Volleberg tunnelen har det blitt gjennomført fleire numeriske analysar i RS2. Deriblant ein analyse med svelletrykket gitt av rein leire, og ein analyse av svelletrykket gitt av alt sleppematerialet. Der kjem det fram at det vil vere stor skilnad på kor stor deformasjon som vil oppstå i tunnelen, samt kor godt sikringen tek opp lastene. For analysen med svelletrykk tilsvarande alt sleppematerialet vil deformasjonen i tunnelen vere tolererbart og sikringa vil med god margin greie å ta opp lastene. For analysen der ein har nytta svelletrykket til rein leire vil derimot fleire av boltane gå i brot, og ein vil få stor deformasjon i tunnelen, noko som kan true stabiliteten.

Abstract

Volleberg and Brulihei road tunnels along the new E39 between Kristiansand – Mandal are both locally characterized by poor rock mass. In the Volleberg tunnel, the weakness zone encountered contained swelling clay. Swelling pressure from clay in weakness zones can easily be mapped by submitting the gouge material for analysis. Such an analysis will provide answers to how high swelling pressure the clay in the gouge material gives, as well as free swelling and how much clay the gouge material contains. On the other hand, there is little information about the connection between the swelling pressure of pure clay and the swelling pressure of all the gouge material. Thus, it will be difficult to know how high the swelling pressure in such a weakness zone is. The weakness zone that has been assessed in the Brulihei tunnel is characterized by very low coverage, at the lowest down to 8,6 meters. This will lead to lower stresses in the rock mass and the probability of block failure will increase.

Rock samples have been retrieved from the tunnels for which rock mechanical tests have been performed in the laboratory. The gouge material has also been retrieved from the weakness zones which have been tested in oedometers in the laboratory of NTNU and SINTEF. Oedometer tests of the clay fraction in the gouge material, crushed gouge material with a grain fraction between 20 μm and 5 mm, and clay and the gouge material mixed in correct ratio have been carried out. The aim of this process is to find the swelling pressure that the clay will give in a weakness zone when it is mixed with the remaining gouge material.

Stability analyses have been carried out in UnWedge for both the Volleberg tunnel, the Brulihei tunnel and the area with low coverage in the Brulihei tunnel. The analysis looks at how blocks will be able to form in the tunnels and the possibility of block fall. For the Volleberg tunnel, long massive spiers will be able to form in the crown, while for the Brulihei tunnel, block formation will mainly take place in spring lines. For the area with low coverage in the Brulihei tunnel, stability analysis of a block in the roof has also been performed using the analytical method "Limit equilibrium analysis". This block will be very unstable, with a safety factor less than 1.

For the weakness zone in the Volleberg tunnel, several numerical analyses have been carried out in the program RS2. Including an analysis of the swelling pressure given by pure clay, and an analysis of the swelling pressure given by the gouge material. It appears that there will be a big difference in how much deformation that will occur in the tunnel, as well as how well the installed support handles the loading. For the analysis with swelling pressure corresponding to all the gouge material, the deformation in the tunnel will be tolerable and the rock support will be able to absorb the loading without problems. For the analysis with swelling pressure of pure clay, several of the bolts will break. This in combination with large deformation will threaten the stability.

Forord

Denne masteroppgåva er skriven ved Institutt for geologi og bergteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskaplege universitet i Trondheim våren 2021. Oppgåva er ein vidareføring av prosjektoppgåva skriven hausten 2020.

Oppgåva er gjennomført i samarbeid med tunnelavdelinga på AF Gruppen sitt vegprosjekt E39 Kristiansand – Mandal. Takk til ingeniørgeolog Carl-Fredrik Larsson som kom opp med ideen til denne oppgåva og John Ivar Fagermo som har vore behjelpeleg med organisering av det administrative med oppgåva. Tusen takk til ingeniørgeologane Emilie Hauge, Kristina Midthun og Håkon Bjørnsrud for å ha tatt meg godt imot og for god hjelp og oppfølging under opphaldet mitt på prosjektet.

Tusen takk til rettleiar professor Krishna Kanta Panthi for god rettleiing, synspunkt, innspel og kommentarar. Takk for at du alltid finn tid til eit møte og responderer raskt på e-post. Det har vore til stor hjelp og tryggleik.

Eg vil også takke Jon Runar Drotninghaug og Gunnar Vistnes for god hjelp med laboratoriearbeid. Dette inneber både opplæring i ødometertesting, preparering av bergartsmateriale og gjennomføring av bergmekanisk testing. Tusen takk for gode synspunkt og innspel på tolking av resultat.

Tusen takk til Iver som har halde motet mitt oppe, lyst opp kvardagen min, og bidratt med rettskriving til tross for at oppgåva er skriven på nynorsk. Takk til familien min som alltid har vore der og motivert meg gjennom fem år med studie, ekstra tatt til ho mor som har satt av mykje til å lese gjennom testane mine. Du er ein guru i Noreg sitt minoritetsskriftsspråk.

Til slutt vil eg takke alle i klassen min og resten av gjengen i 2.etasje på PTS, som har bidratt til å skape fem fine år eg kjem til å sjå tilbake på med glede! Dikka er ein herleg gjeng, og eg håpar at me framleis vil få mange fine samtalar om ingeniørgeologi og livet generelt etter att me har tredd inn i arbeidslivet også.

Trondheim, 23.06.2021

Ingrid Kalhagen

Innholdsfortegnelse

Samandrag.....	iii
Abstract	iv
Forord.....	v
1. Introduksjon	1
1.1 Bakgrunn for oppgåva	1
1.2 Mål for oppgåva	1
1.3 Metodikk	2
1.4 Avgrensingar.....	3
2. Svelleleire	4
2.1 Danning av sleppemateriale og svelleleire.....	4
2.2 Berekning av svelletrykkpotensial.....	10
2.3 Svellande bergartar	13
3. Parametrar og stabilitetsvurderingsmetodar i bergmekanikk	15
3.1 Bergmassens eigenskapar	15
3.1.1 Diskontinuitetar.....	16
3.1.2 Bergmassens styrke og deformerbarheit	17
3.2 Empiriske metodar	20
3.2.1 Q-metoden	20
3.2.2 GSI.....	22
3.2.3 RMR	23
3.3 Analytiske stabilitetsanalysemetodar	25
3.4 Numerisk modellering	26
4. Bergsikringsfilosofi	28
4.1 Samanheng mellom bergmassekvalitet og bergsikring i tunnel	28
4.2 Sikringstiltak i tunnel	29
4.2.1 Bolting.....	29
4.2.2 Sprøytebetong.....	30
4.2.3 Armerte sprøytebetongbogar	31
4.2.4 Betongutstøyping	32
4.2.5 Sikring med elastisk materiale.....	33
5. E39 Kristiansand – Mandal	35
5.1 Volleberg tunnelen.....	35
5.1.1 Grunnforhold.....	35
5.1.2 Svakheitssone med svelleleire.....	38
5.2 Bruliheitunnelen.....	39

5.2.1	Grunnforhold	39
5.2.2	Svakheitssone med låg overdekning	43
6.	Laboratorieundersøkingar	45
6.1	Einaksial kompresjonstest	45
6.2	Lydhastigheit	46
6.3	Punktlasttest.....	46
6.4	Braziltest.....	48
6.5	Preparering av sleppemateriale	48
6.6	Ødometertest.....	49
6.7	Resultat.....	51
6.7.1	Einaksial trykkfastheit.....	51
6.7.2	Lydhastigheit	52
6.7.3	Punktlasttest.....	52
6.7.4	Braziltest.....	53
6.7.5	Sleppemateriale.....	54
6.7.6	Ødometertestar	55
7.	Inngangsparametrar til analysane	57
7.1	Einaksial trykkfastheit, σ_c	57
7.2	Barton-Bandis parametrane	57
7.3	Elastisitetsmodulen og Poissons ratio	59
7.4	GSI.....	59
7.5	Hoek-Brown konstanten, m_i	59
7.6	Forstyringsfaktoren, D	60
7.7	Reduksjon av bergartsparmetrane grunna svakheitssone	60
7.8	Residual-parametrar, Hoek-Brown parametrar og E-modul for bergmassen.....	62
7.9	Spenningar.....	62
7.10	Sikring	65
8.	Stabilitetsanalyse.....	67
8.1	Empirisk metode – Q-metoden	67
8.2	Analytisk metode – Limit equilibrium analysis.....	69
9.	Numerisk analyse	72
9.1	UnWedge.....	72
9.2	Numerisk modellering av svakheitssone (RS2).....	78
9.2.1	Modelloppsett	79
9.2.2	Framgangsmåte for den numeriske analysen	80
9.2.3	Resultat.....	80

10.	Diskusjon	85
10.1	Diskusjon av resultata frå ødometerrestane.....	85
10.2	Diskusjon av resultat frå stabilitetsanalyse	89
10.2.1	Q-systemet	89
10.2.2	«Limit equilibrium analysis».....	90
10.2.3	UnWedge.....	90
10.2.4	RS2.....	91
11.	Konklusjon	95
12.	Kjelder.....	97
	Vedlegg A: Laboratorieresultat	102
	Vedlegg B: Standardar, tabellar og figurar	112

1. Introduksjon

1.1 Bakgrunn for oppgåva

Ideen til delar av denne oppgåva fant stad på underteikna sin sommarjobb hjå AF Gruppen sommaren 2020. Etter ein samtale med Carl-Fredrik Larsson, ingeniørgeolog på E39 Kristiansand – Mandal prosjektet, kom det fram at det var stor usikkerheit knytt til kor høgt svelletrykket ein kan få i ei svakheitssone. Dette til tross for at ein kjenner svelletrykket til leira i svakheitssona. Dagens metode for å kartlegge svelletrykket i ei svakheitssone baserer seg på at sleppemateriale frå sona blir sendt inn til eit laboratorium for undersøking. Der blir sleppematerialet sikta, slik at ein får tatt ut leirmaterialet (materiale $< 20 \mu\text{m}$) som vil bli nytta vidare i testinga. Det blir køyrd både ein ødometertest og ein frisvellingstest av leirmaterialet. Resultata ein set igjen med etter analyse av sleppematerialet er grad av frisvelling av leira, svelletrykket leirmaterialet vil gi og kor stor del leirmaterialet utgjer av alt sleppematerialet. Ut i frå dette kan det vere vanskeleg å seie noko om korleis svelletrykket er i ei svakheitssone. Dette kjem av at ein ikkje har noko informasjon om kor stor effekt svelletrykket til leira vil ha i ei svakheitssone avhengig av om ein har 30% leire eller om ein har 2% leire.

I januar og februar 2021 fekk underteikna moglegheita til å jobbe som ingeniørgeolog på E39 Kristiansand – Mandal prosjektet og fekk dermed ansvar for delar av den geologiske kartlegginga av Brulihei- og Volleberg tunnelen. Som følgje av dette har desse tunnelane etter beste evne blitt knytt opp mot denne oppgåva. Det har dermed blitt henta sleppemateriale frå begge tunnelane. For Volleberg tunnelen blei det henta ut sleppemateriale frå ei brei svakheitssone, mens for Brulihei tunnelen er det henta ut sleppemateriale frå eit område med låg overdekning. Sleppemateriale frå begge tunnelane inneheld svelleleire og det er valt å nytte dette materialet vidare for å sjå på korleis svelletrykket til alt sleppematerialet blir, og samanlikne dette med svelletrykket til leira.

Det vil seie at begge tunnelane er prega av områder med dårlegare bergmasse, i Bruliheitunnelen eit område med svært låg overdekning, og i Volleberg tunnelen ei brei svakheitssone med innhald av svelleleire. Dagens tunnelar er prega av at ein oftare vil leggje trafikken under bakken for å få den bort frå bustadfelt og for å kunne lage rettare og meir tidseffektive vegstrekningar. Dette medfører at tunneltraseane i stadig større grad blir lagt ut i frå kva som er mest tidseffektivt og det blir tatt mindre omsyn til geologien i området. Dette gjer til at det vil bli meir vanleg å drive tunnelar gjennom liknande svakheitssonar som dei i Volleberg- og Bruliheitunnelen, og meir kunnskap om slike områder og nødvendig sikring vil vere svært gunstig.

1.2 Mål for oppgåva

- Finne ut korleis svelletrykket endrar seg ut i frå mengda svelleleire i ei svakheitssone.

- Sjå på sannsynet for blokkutfall i området med låg overdekning i Bruliheitunnelen ved hjelp av den analytiske analysen «Limit equilibrium analysis».
- Utføre stabilitetsanalyse i UnWedge av Brulihei- og Volleberg tunnelen i sin heilheit og området med låg overdekning i Bruliheitunnelen.
- Gjennomføre numeriske analysar i RS2 av svakheitssona i Volleberg tunnelen, der ein både inkluderer og ekskluderer svelletrykket for deretter å samanlikne dei ulike tilfella.

1.3 Metodikk

I denne masteroppgåva er følgjande metodikk blitt brukt:

1) Litteraturstudie

For å finne mykje av litteraturen nytta i denne oppgåva har blant anna engineeringvillage.com og NTNU sin søkemotor Oria blitt brukt. Det har også blitt henta ut informasjon frå ulike publikasjonar frå Norsk foreining for Fjellsprengingsteknikk (NFF), som for eksempel «Fjellsprengingskonferansen». Kompendium og PowerPointar frå forelesingar frå faga Bergmekanikk og geoteknikk, grunnkurs (TGB4210), Ingeniørgeologi Berg, vidaregåande kurs (TGB4190) og Ingeniørgeologi Lausmasse, vidaregåande kurs (TGB4200) har også blitt nytta til å hente ut informasjon. Litteraturstudiet tek hovudsakleg føre seg svelleleire, parametrar og stabilitetsvurderingsmetodar i bergmekanikk og bergsikringsfilosofi.

2) Informasjonsinnhenting

November 2020 blei sleppemateriale frå Volleberg tunnelen henta inn frå anlegget. I perioden januar til februar var underteikna jamleg til stades på anlegget, og fekk i den perioden moglegheita til å hente ut både informasjon om Volleberg- og Bruliheitunnelen, samt sleppemateriale frå Bruliheitunnelen og bergartsprøvar frå Brulihei- og Volleberg tunnelen. Informasjon blei henta ut i frå dagboknotat til ingeniørgeologane på anlegget, kartleggingar utført i Bever og ingeniørgeologiske rapportar. Prosjektspesifikk informasjon om E39 Kristiansand – Mandal blei henta ut i frå Nye Veier sine heimesider.

3) Laboratoriearbeid

Bergmekanisk testing har blitt utført på bergartsprøvar frå både Volleberg- og Bruliheitunnelen. Dette inneber test av einaksial trykkfastheit, lydastigheit, punktlasttest og braziltest. Informasjonen frå desse laboratorieforsøka har blitt nytta til å etablere inputparametrar til den numeriske modelleringa i oppgåva. Det har også blitt utført ødometerforsøk, der hovudformålet er å sjå på korleis svelletrykket til alt sleppematerialet blir samanlikna med svelletrykket til rein leire.

4) Stabilitetsanalysar og numeriske analysar

For å undersøke stabiliteten til dei aktuelle tunnelane har det blitt nytta både empirisk, analytisk og numerisk analyse. Dei ulike metodane og programma nytta er lista opp nedanfor:

- Q-metoden
- «Limit equilibrium analysis»
- UnWedge (rocscience)
- RS2 (rocscience)

1.4 Avgrensingar

Den største avgrensinga til denne oppgåva går på pålitelegheita til inngangsparametrane. Dette gjeld både kor representativt prøvematerialet er, og estimatet av spenningane i tunnelen. Mengda prøvemateriale henta frå Volleberg-tunnelen var avgrensa, noko som førte til at ein ikkje fekk gjennomført alle dei bergmekaniske testane for den bergarten. Sidan det ikkje har blitt gjennomført målingar av dei horisontale spenningane i området, har desse blitt estimert ut i frå dei vertikale spenningane og omkringliggende målingar av dei tektoniske spenningane.

Den numeriske modelleringa har blitt gjennomført i RS2 (Rock and Soil 2-dimensional analysis program). RS2 har blitt nytta til å sjå på stabiliteten til svakheitssona i Volleberg-tunnelen. Det vil seie at det har blitt nytta eit 2D program til å sjå på eit 3D problem, sidan svakheitssona opptre i tre, ikkje to dimensjonar. Dermed ville ein numerisk analyse i RS3 (Rock and Soil 3-dimensional analysis program) i utgangspunktet vere meir egna. På grunn av avgrensa mengder med tid, blei det valt å gjennomføre analysen i RS2, sidan underteikna allereie hadde kjennskap til programmet.

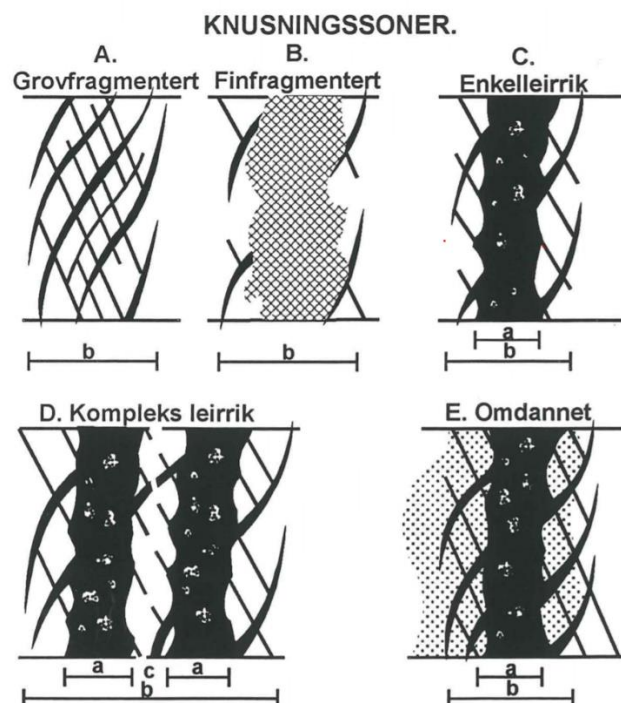
2. Svelleleire

Svelleleire blir sett på som eit stort problem, spesielt når det kjem til tunnelbygging. Opp gjennom åra har svelleleire vore årsaka til fleire dramatiske hendingar, ofte utrasingar i tunnel, både vegtunnelar og vasskrafttunnelar (Mao et al., 2012, Selmer-Olsen og Palmstrom, 1990). Det som skil svelleleire frå anna leire er mengda vatn og lause ion som leirminerala har moglegheit til å absorbere inn i strukturen. Dei leirene som får ei vesentleg auking i volum på grunn av dette, blir kallar svelleleire (Velde, 1992).

2.1 Danning av sleppemateriale og svelleleire

Svelleleireproblematikk er ofte knytt opp til at ein støyter på ei leirholdig knusingssone under driving av tunnel eller andre typar fjellanlegg. I følgje Broch og Nilsen (1999) er «knusingssonene karakterisert ved at de har en gradvis overgang fra et sentralt oppknust parti via slepper og stikk til helt sideberg». I knusingssonen kan det vere alt frå brotstykke frå omkringliggende bergartar til omvandla og utfelt leirmineral (for eksempel svelleleire), kloritt, kalkspat, kvarts, epidot etc. (Selmer-Olsen, 1966).

Oppknusingsgrad, mengde og type mineral er dei faktorane som vil ha størst påverking på utsjåande og kor stabil knusingssona vil vere. Knusingssonene kan delast opp i undergrupper, slik det er gjort i Figur 1.



Figur 1: Knusingssoner etter Broch og Nilsen (1999).

Figur 1 illustrerer fem ulike knusingssonar, der a er breidda på den sentrale leirsona, og b er knusingssonas totale breidde. Knusingssonene (A) og (B) er høvesvis grovfragmenterte og finfragmenterte knusingssonar og har lite innhald eller er utan leire. Den enkle leirrike knusingssona (C) har eit leirrikt sentralt parti, samt meir spreidde leirfylte slepper i det oppknuste omkringliggende berget. Den komplekse leirrike knusingssona (D) har fleire leirrike knusingssonar med mellomliggende oppknust, leirfylt fjell. Den omdanna knusingssona (E) består av ei sentral leirsone eller leirsleppe der feltspaten i sidefjellet er heilt eller delvis omdanna til leire (Nilsen, 2016). Knusingssone (C), (D) og (E) vil kunne skape størst problem på grunn av deira innhald av leire, og vil vere mest relevant for denne oppgåva.

Broch og Nilsen (1999) definerer sleppemateriale som «en fellesbetegnelse for løsmateriale i slepper og svakhetssoner». Materialet som ein finn inne i slepper og svakhetssonar kan variere mykje når det kjem til kornfordeling, kornform og mineralogi. Ein kan dele dei ulike førekomstane av mineral i sleppemateriale inn i fire grupper:

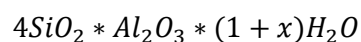
- Inaktivt material («steinmjøl», kaolinitt, illitt, etc.)
- Mineral med låg indre friksjon (kloritt, talk, grafitt)
- Mineral som løysast opp (karbonater)
- Svellande mineral (ofte omtalt som svelleleire eller smektitt)

Det er hovudsakleg dei svellande minerala som er årsaka til dei fleste stabilitetsproblem i tunnelar (Broch og Nilsen, 1999), og det er denne gruppa med mineral det kjem til å bli tatt utgangspunkt i vidare i oppgåva.

Svelleleire

Svelleleire (og andre leirmineral) som ein finn i slepper og sprekker i fjell vil anten vere danna ved mekanisk eller kjemisk forvitring. Mekanisk forvitring inneber ei omdanning av nedknust materiale eller sidebergart, mens kjemisk forvitring skjer ved hjelp av hydrotermal tilførsel og avsetning (Nilsen, 2016). Svelleleire er sekundærmineral og blir ofte omtalt som smektitt (Selmer-Olsen og Palmstrom, 1990). Smektitt er ei mineralgruppe med montmorillonitt som mest omtalte mineral/mineralgruppe. Andre mineral innanfor smektittgruppa er beidelitt, nontronitt, saponitt og hectoritt (Odom, 1984).

Montmorillonitt kan nyttast både til å vise til eit bestemt mineral eller ei mineralgruppe. Originalt blei namnet gitt til eit mineral med samansetninga



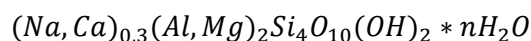
av Damour og Salvétat i 1847. Når ein i etterkant har byrja å undersøkje mineral med røntgendiffraksjon (XRD) blei det funne ut at fleire hydratiserte mineral, med forskjellig samansetning, gav same røntgendiagram som for montmorillonitt mineralet. Dette førte til at heile denne gruppa med hydratiserte silikat på eit tidspunkt blei kalla montmorillonitt. I nyare tid har denne gruppa hovudsakleg blitt omtalt som smektitt. Innanfor denne mineralgruppa er det igjen ei undergruppe som også blir kalla montmorillonitt. Minerala i denne undergruppa har silika og aluminiumsoksyd som hovudelement i sin samansetning. Det er innanfor denne sub-gruppa at ein finn montmorillonitt-mineralet som Damour og Salvétat oppdaga på 1800-tallet (MacEwan, 1972). Vidare i denne oppgåva kjem mineralgruppa med svellande mineral (hydratiserte silikat) til å bli kalla smektitt, mens montmorillonitt kjem til å vise til den eine undergruppa til smektitt.

Danning av svelleleire

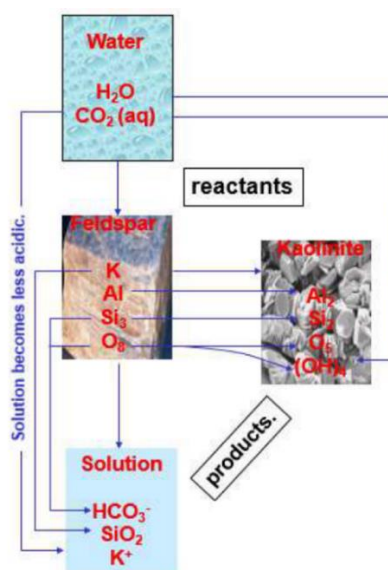
Ved mekanisk forvitring blir leirmineral til ved at det skjer ei omdanning av hovudsakleg feltspaten som ligg i sidebergartane til skjersona/svakheitssona (Brekke og Selmer-Olsen, 1965). Ved nedbryting av feltspat, vil ein under eit slikt klima som ein har i Noreg, til slutt ende opp med smektitt eller illitt (Nilsen, 2016). Denne omdanninga av feltspat til for eksempel montmorillonitt treng ikkje nødvendigvis å skje i ei knusingssone, men kan skje in-situ i sjølve bergarten, for eksempel ved ein hydrolysereaksjon (hydrolyse). Ein slik reaksjon skjer mellom mineral og ei vasshaldig løysning, der hydrogenion blir utveksla mellom dei to komponentane (Velde, 1992). Hydrolysering av plagioklasfeltspat, for eksempel albitt ($\text{NaAlSi}_3\text{O}_8$), vil gi montmorillonitt (Broch og Nilsen, 1999):



Formelen for montmorillonitt er i følgje (Miyawaki et al., 2020) gitt ved:



Eit eksempel på hydrolyse er illustrert i Figur 2.



Figur 2: Eksempel på hydrolyse (Panthi, 2020).

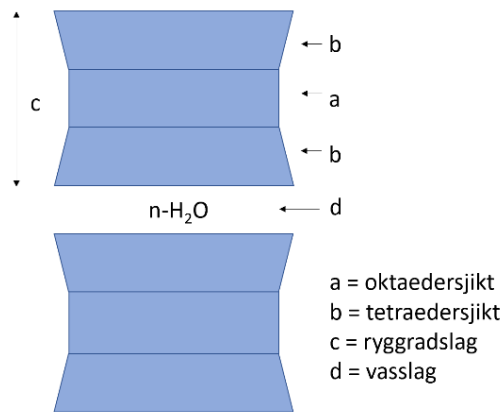
Dersom ein har eit permeabelt parti i berget, kan svelleleire bli til ved hjelp av hydrotermal danning. Dette er ein prosess som hovudsakleg skjer i forbindelse med vulkansk eller magmatisk aktivitet, der oppvarma vatn, vassdamp under trykk, syre og metallion frå jordas indre strøyer gjennom fjellet (Rokoengen, 1973). For at hydrotermal danning skal finne stad må vatnet som strøyer gjennom sprekkar og sprekkesett ha ein temperatur på over 50°C og vassdampen må ha eit trykk på over 0,1 MPa (1 atm). Ved høg temperatur vil det bli danna leirmineral som serisitt og kloritt, mens ved lågare temperatur kan det blant anna bli danna kaolinit og smektitt (Kocheise, 1994). Det vil seie at ein kan finne alle slags leirmineral, inkludert svelleleire, i alle typar sprekkar og oppkusingar, uavhengig av bergart (Rokoengen, 1973). Denne type omdanning vil som oftast skje i kombinasjon med magmatiske prosessar, men vil også kunne finne stad under metamorfe prosessar (Kocheise, 1994).

Oppbygging

Leirmineral er samansett av ulike sjikt i ein form for ryggradslag. Dette vil innebere tetraedersjikt, som består av SiO₄-mineral, og oktaedersjikt, som består av Al(OH)₃- eller Mg(OH)₂-mineral, og vil vere to- eller trelagsmineral (Kocheise, 1994, Rokoengen, 1973).

Smektitt går under kategorien 2:1 fyllosilikat, sidan det består av to tetraedersjikt og eit oktaedersjikt (sjå Figur 3). Denne samansetninga, der ein har to tetraedersjikt som har eit oktaedersjikt i mellom seg, blir rekna som eit ryggradslag. Mellom desse ryggradslaga er det eit lag med laust bundne hydratiserte kation, som K⁺ og N⁺. Desse kationa er der for å balansere ut den negative ladninga til 2:1 strukturen (ryggradslaga) (Odom, 1984). Både botn- og topplanet i ryggradslaga består av oksygen, som vil seie at bindingskreftene mellom tilstøytane ryggradslag er av typen oksygen til oksygen-bindingar. Desse bindingane er svake, noko som medfører at vatn og fleirverdige kation vil kunne

trengje mellom ryggradslaga og erstatte dei opprinnelige kationa (Odom, 1984). Det er desse svake bindingane i kombinasjon med svært høgt overflateareal som er årsaka til at smektitt kan ta opp store mengder vatn og dermed vil ha høg svellekapasitet (Brattli, 2015). Skisse av oppbygginga av smektitt er vist i Figur 3.



Figur 3: Oppbygging av montmorillonitt (smektitt), basert på skisse frå Nilsen (2016).

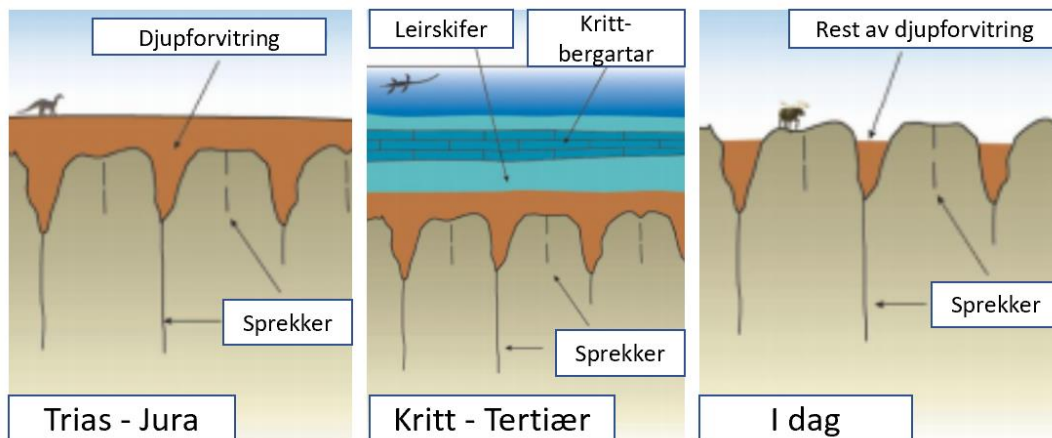
Oppbygginga til smektitt er blant anna med på å skilje det frå andre mineral. Mens smektitt har ein 2:1 struktur, har kaolinitt ein 1:1 struktur og kloritt ein 2:2 struktur. Illitt har derimot same 2:1 struktur som smektitt, men her er tetraedersjiktet bunden av K⁺ ion som ikkje er utskiftbar, og dermed vil ikkje illitt kunne svelle (Odom, 1984).

Djupforvitring

Som nemnt tidlegare kan ein få leire ved hjelp av hydrotermal danning (kjemisk forvitring). Under danninga av blant anna granittmassivet i Oslofeltet, har den vulkanske aktiviteten ført til at varme, vasshaldige væsker har omdanna delar av berggrunnen til leire. Dette vil vere ein måte å danne svakheitssonar ved kjemisk forvitring i subtropisk klima (Ramberg et al., 2013).

Samtidig som grunnlaget for oljeressursane i Noreg blei danna i løpet av Jura og Kritt, blei også berggrunnen utsett for det som ein i dag ser på som djupforvitring. Det starta ved at rotnande vegetasjon danna humussyre som gjorde grunnvatnet surt i Jura-tiden. Surt vatn blir ofte kategorisert som aggressivt, sidan det angrip mineral og bryt dei ned til leirmineral. Denne forvitringa føregjekk over heile overflata og ned i sprekker i underliggende fjell. I opne sprekkesonar kunne forvitringa gå langt ned i berggrunnen (Ramberg et al., 2013). Under Kritt-tiden steig havet med 300-400 meter, og det blei avsett eit beskyttande lag med leirstein og kritt over forvitringa (Olesen et al., 2007). Med tida kom landhevinga og istida. Då blei dei mjuke bergartane avsett i Kritt, og den øvste delen av forvitringssona skrapa og erodert bort. Men forvitringa som fant stad under Jura-tiden kunne gå over

200 meter ned i ulike sprekkesonar, og ville dermed ikkje bli påverka av verken breens eller smeltevatnets erosjonskraft (Olesen et al., 2007, Ramberg et al., 2013). Ein illustrasjon over korleis djupforvitringa har føregått over tid er vist i Figur 4.



Figur 4: Djupforvitring. Illustrasjon modifisert etter Olesen et al., 2007.

Svelleprosessar

Sjølve svellinga av leire skjer i to steg, hydratisering og osmotisk svelling. I den første fasen sveller leirminerala ved å ta opp vatn ved hydratisering av sine utbyttable kation. Desse kationa er der for å balansere leirpartiklanes negativt ladde overflate (Kocheise, 1994). Denne negative ladninga fører til at vassmolekyla med sitt dipolmoment blir absorberast til leirpartiklane si overflate. Det vil då bli danna hydrogenbindingar mellom partiklane og vassmolekyla. Hydrogenbindingane vil vere sterkast bundne nærmast leirpartiklanes overflate, det vil dermed skje ein gradvis overgang frå sterkt bunde vatn ved partiklanes overflate til fritt porevatn (Gillott, 1987).

Osmotisk svelling kjem etter hydratisering og er ei følgje av at det er høgare ionekonsentrasjon i planet mellom to ryggradslag enn i det frie porevatnet utanfor. Denne forskjellen fører til at elektrolyttfattigare vatn trengjer seg inn mellom ryggradslaga for å skape likevekt. Leirpartiklane pressast frå kvarandre og ein vil få svelling (Madsen og Müller-Vonmoos, 1989). Svelleprosessane omtalt vil bli påverka av mengda tilgjengeleg vatn, avstand mellom laga, valens og konsentrasjon av ion. Desse faktorane vil vere med på å bestemme kor stor grad leira vil swelle (Brekke, 1965).

Hydratisering og osmotisk svelling bidreg hovudsakleg med fråstøytande krefter mellom leirpartiklar, som gir utslag som svelling. Her vil det vere osmotisk svelling som vil gi det største utslaget sidan det er basert på fråstøyting mellom det elektriske dobbeltlaget, som kan opptre over mykje større avstandar enn det kreftene ved hydratisering gjer (Madsen og Müller-Vonmoos, 1989). Men det finst også tiltrekkande krefter mellom leirpartiklane. Van der Waal's bindingar er ein molekylbinding som

oppstår når leirpartiklar kjem veldig nær kvarandre og vil vere med på å binde molekyla tettare saman. Desse bindingane vil vere med på å redusere svellekapasiteten til leira, men vil ha størst effekt når partiklane ligg nært kvarandre. Van der Waal's bindingane vil få redusert effekt jo større avstanden blir mellom partiklane, og for smektitt er desse kreftene relativt små. I tillegg til van der Waal's bindingar vil også organisk og uorganisk materiale, som for eksempel jernoksid, aluminiumsoksid og karbonat, ha ein bindande effekt på partiklar (Gillott, 1987, Nilsen, 2016).

2.2 Berekning av svelletrykkpotensial

Ved berekning av svelletrykkpotensial og sikring mot svelleleire er det mange forhold som må vurderast. Svelletrykket på sikringskonstruksjonar blir blant anna bestemt av in-situ svelleevne til sleppematerialet og deformasjonen materialet får tid til å gjennomgå før sikringstiltaka blir installert.

In-situ svelleevne blir påverka av indre og ytre føresetnader. Dei indre føresetnadene går ut på eigenskapane til minerala, dvs. leirmineralet potensielle svelleevne (Brekke, 1965). Både dei indre og ytre faktorane som kan påverke svelletrykkpotensialet er samla i Tabell 1. For å bestemme dei indre faktorane kan det utførast forsøk, som for eksempel ødometerforsøk, på forstyrra og omrørt prøvemateriale. Dei ytre føresetnadane ser på kor stor grad dei potensielle svelleegenskapane kan mobiliserast. Det vil vere vanskeleg å bestemme desse faktorane, hovudsakleg fordi det er vanskeleg å ta uforstyrra prøvar frå ei svakheitssone (Brekke, 1965).

Tabell 1: Faktorar som vil påverke svelletrykket.

Indre føresetnader	Ytre føresetnader
Type mineral i leira	Vasstilførsel til leira
Mengde leirmineral	Mengda ion i vatnet
Type dominerande kation i leira	Moglegheita for utviding i ein svelleprosess
Konsentrasjonen av utbyttable ion i leira	Potensielt mottrykk til leira
Partikkelstørrelsen på leirmineral	
In-situ vassinnhald i leira	
Strukturen av leira	
Tettheta til leira ved begynnande svelleprosess	
Eventuell diagenetisk sementering	

Når det kjem til type mineral, er dette ein faktorar som vil ha mykje å seie for svellepotensialet til leira. Berre ein liten del montmorillonitt i leirmaterialet vil føre til at alt leirmateriale vil få same eigenskapar som den. Sjølv om mengda aktivt leirmateriale (montmorillonitt) er på under 10%, vil eigenskapane til montmorillonitt vere lett å kjenne igjen og prege alt materiale (Brekke, 1965).

Kor stort svelletrykk ein kan oppnå i ei leire, er avhengig av kva for ion som er dominerande i montmorillonitten. Ein kan skilje mellom Na^+ -, Ca^{2+} - og K^+ -montmorillonitt. Sistnemnde sveller ofte ikkje meir enn kaolinitt eller illonitt, med mindre K^+ -ionet finn stad i oktaedersjiktet, då vil det derimot kunne gi eit høgt svelletrykkpotensial. Det er vanlegvis Na^+ -montmorillonitt som sveller mest, mens Ca^{2+} -montmorillonitt gir eit middels svelletrykk. I Noreg vil ein finne mest av Ca^{2+} versjonen, men også K^+ vil kunne opptre hyppig (Selmer-Olsen, 1966). Desse ulike iona i svelleleira, vil igjen kunne gi ulikt utslag på svelletrykkkapasiteten avhengig av kva for ion ein finn i vatnet omkring. Får å få best mogleg oversikt over svelletrykkpotensialet til leira, må ein vurdere konsentrasjonen av ion i leira opp mot konsentrasjonen av ion i vatnet som tek del i svelleprosessen (Brekke, 1965).

Angående partikkelstørrelse, vil den totale spesifikke overflata aukar når partikkelstørrelsen minkar. Dette vil medføre ein større overflateadsorpsjon, og dermed høgare svellepotensial. Kor mykje vatn som allereie er i leira vil også påverke svellepotensialet. Dersom leirmaterialet allereie har absorbert ein del vatn, vil denne leira ikkje kunne svelle like mykje som ei tørr leire. Svellepotensialet vil dermed auke med minkande opphavelg vatn (Brekke, 1965).



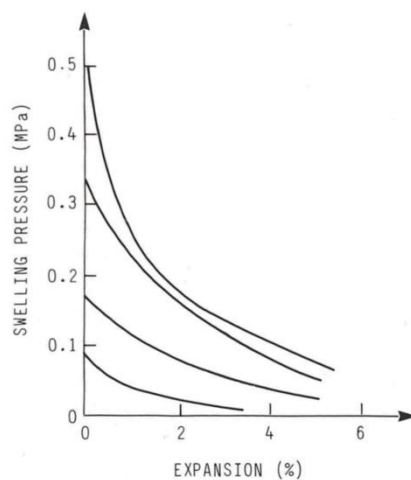
Figur 5: Ødometer som blir nytta til å finne svellepotensialet til leire.

Det er vanskeleg å seie noko om strukturen i sleppemateriale/leirmateriale i svakheitssonar og sprekker. Dersom leirpartiklane hovudsakleg ligg parallelt, vil dette kunne føre til ei minking i svellepotensial. Denne faktoren blir ofte sett bort frå når potensielt svelletrykk skal vurderast, sidan den generelt har lite påverking på det totale svelletrykket og er vanskeleg å vurdere (Brekke, 1965).

Tettleiken til leira, eller kor kompaktert leira er, vil ha mykje å seie for kor stort svelletrykket kan bli. Høgare tettleik vil føre til auka svelletrykk, men dersom leira er diagenetisk sementert, vil svelletrykkpotensialet bli redusert (Brekke, 1965).

Tilgangen på vatn for leirmateriale er av stor interesse, sidan dette er ein føresetnad for at svelling skal finne stad. Dersom vassinnhaldet i leirmaterialet, forutsett at den inneheld smektitt, er under det hydrokroskopiske nivået, kan svelling skje berre ved hjelp av luftfuktigheit. Dersom leira har eit høgt naturleg vassinnhald, kan skjærstyrken vere so låg at utgliding kan skje med det same. Utgliding pga. låg skjærstyrken kan også skje dersom leira har fri tilgang på vatn og kan utvide seg fritt. Har svelleleira derimot ikkje moglegheit til å utvide seg, vil det kunne opparbeide seg eit svelletrykk mot for eksempel sikringskonstruksjonar, og ein kan få utrasing på grunn av høgt trykk. Dersom soner med svelleleire ikkje kjem i kontakt med vatn, vil ein verken ha problem med utgliding eller utrasing pga. låge skjærkrefter eller høgt svelletrykk (Brekke, 1965).

Ein anna faktor som det er viktig å ta omsyn til når ein skal rekne ut svelletrykkpotensial, er korleis forutsetningar leira har til å svelle i berget. Når svelletrykket til leira blir testa på laboratoriet, blir testen utført på tørka materiale med destillert vatn. In-situ vil ikkje leira nødvendigvis vere tørr, og vatnet vil heller ikkje vere destillert. Desse faktorane vil vere med på å redusere svellepotensialet til leira. Men det vil også vere andre faktorar ute i felt som det vil vere vanskeleg å skape i laboratoriet. Pakningsgraden ein får av tørrpakking i ødometer vil ikkje kunne måle seg mot den ein kan få i berget. I tillegg vil ein få ein mykje større og meir elastisk deformasjon under avlasting i ein ødometertest samanlikna med avlastinga som skjer etter ein sprenging under driving av tunnel. Sidan leira er tørrpakka vil ein ikkje oppnå ein prekonsolidering av materiale på 200 t/m^2 . Det vil seie at dersom pakningsgraden er høgare i berget enn i ødometercella vil svelletrykket ein oppnår i ødometertesten vere lågare enn svelletrykket in-situ (Tyssekvam, 1996). Det motsette kan også skje, altså at pakningsgrada i berget er lågare enn den er i ødometercella. Under ein ødometertest vil volumet på prøven vere konstant. Dersom det likevel er rom for ein volumutviding i berget, kan svelleleira få moglegheita til å svelle fritt før den byrjar å setje eit svelletrykk på berget eller sikringskonstruksjonen rundt. I eit slikt tilfelle vil svelletrykket ein får frå ein ødometertest vere høgare enn det svelletrykket ein vil oppnå i berget. Ein liten tillat frisvelling vil kunne redusere svelletrykket drastisk. Figur 6 viser reduksjon av svelletrykk avhengig av tillaten svelling (Nilsen og Thidemann, 1993).



Figur 6: Svelletrykk som funksjon av tillat svelling (Nilsen og Thidemann, 1993).

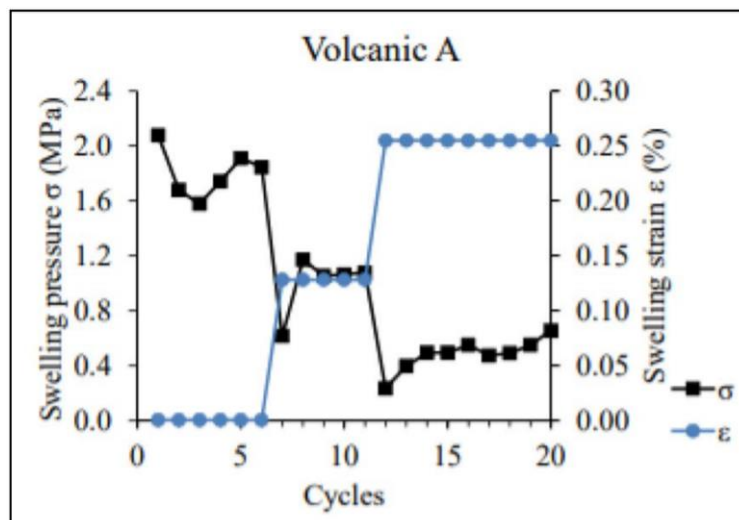
Det kan vere vanskeleg å vite nøyaktig korleis svelleeigenskapane til sleppemateriale er, noko som igjen gjer det vanskeleg å vite korleis ein bør sikre berget. Under utbygging av Finnfast undersjøiske tunnel blei det satt inn instrument for å overvake last på installert sikringstiltak i tunnelen, i dette tilfelle – armerte sprøytbetongboge (Mao et al., 2011b). Føremålet med overvakinga var å kunne nytte resultatane i ein numerisk analyse til å få meir kunnskap om effekten av armerte sprøytbetongbogar. Det viser seg at sjølv eit lite svelletrykk kan føre til stor auke i ringtrykk i sprøytbetongen, og kompresjon i armeringsjarna. Det er framme ved stuff at lasta på bergsikringa vil vere høgast, noko som er viktig å ta omsyn til sidan dette området er mest kritisk med tanke på tunnelstabilitet (Mao et al., 2011b).

2.3 Svellande bergartar

Det er ikkje berre leire som kan skape stabilitetsproblem grunna svelling, visse bergartar kan også bygge seg opp eit svelletrykk. Enkelte bergartar viser eit betydeleg svellepotensiale til tross for at det blir rekna som intakt berg (Dahl et al., 2013). Det er hovudsakleg den mineralogiske samansetninga som bestemmer om bergarten vil kunne svelle eller ikkje (Pimental, 2015). Bergartar som ikkje inneheld svelleleire vil hovudsakleg oppleve svelling på grunn av strukturelle eigenskapar som porøsitet, permeabilitet og lagdeling. Endring av fuktigheita i ein bergart kan vere den utløyande årsaka til svellings som vil kunne føre til store stabilitetsproblem (Bravo et al., 2017).

I doktorgraden til Lena Selen blir det konkludert med at forventinga om at leirmineral tilhøyrande smektitt-gruppa er bestemmande for svellepotensialet til bergmassen, ikkje alltid er gjeldande. Ved å berre ha fokus på smektitt minerala vil ein kunne forsømme andre svellande bergkomponentar som zeolitter og amorfe bergartar. Det kan dermed oppstå feiltolkning når fleire mekanismar spelar saman, og på den måten verkar svelleeigenskapane til intakt berg (Selen, 2020).

I Noreg vil svellande bergartar hovudsakleg innebere alunskifer og visse typar svartskifer. Blant anna har svellande alunskifer fleire gonger ført til stabilitetsproblem og skader på bygningar. I resten av verden vil ein derimot også kunne støyte på svellande vulkanske bergartar som tuff og andesitt (Dahl et al., 2013).



Figur 7: Svelletrykk og tøyning som følgje av svelling i ein vulkansk bergartsprøve (Selen et al., 2021).

3. Parametrar og stabilitetsvurderingsmetodar i bergmekanikk

Innanfor ingeniørgeologi og bergmekanikk vil det vere viktig å kunne vurdere langtidsstabiliteten og korttidsstabiliteten til berget, anten om det er ein bergskjæring, tunnel eller ei naturleg fjellside. Nedanfor er det lista opp nokre faktorar som vil vere med på å påverke bergmassestabiliteten:

- a. Bergartsgrenser og mekaniske eigenskapar
- b. Forkastingar og svakheitssonar
- c. Detaljoppsprekking
- d. Grunnvatn og klimatiske forhold
- e. Bergspenningar
- f. Geometriske forhold
- g. Vibrasjonar frå sprenging og potensielle jordskjelv

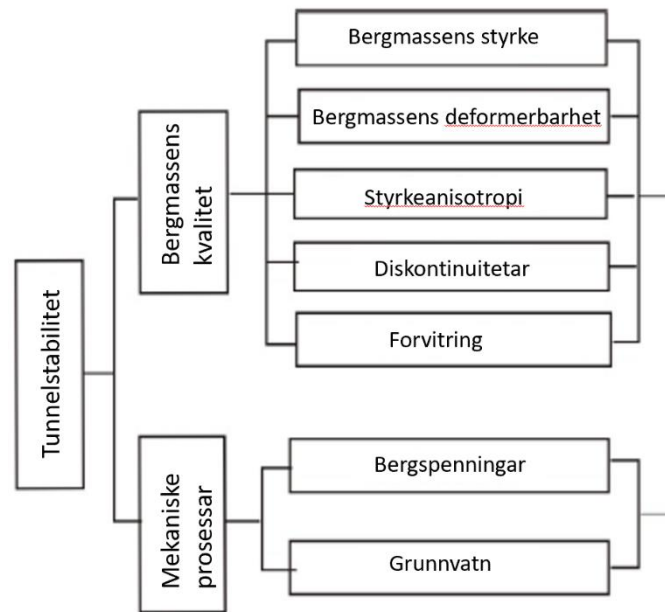
Det er viktig å vere klar over at faktorane vil ha ulik grad av innverknad på stabiliteten. Orientering og eigenskapar til sprekker og diskontinuitetar, samt grunnvassforhold vil ha størst påverknad sidan dei bestemmer potensielle brotttilstandar og grunnvasstrykk. Før ein byrjar å analysere bergstabiliteten er det viktig å ha kjennskap til alle faktorar som påverkar stabiliteten og ha ei god forståing av desse (Nilsen og Palmstrøm, 2000).

Stabilitetsanalyse av bergmasse er hovudsakleg del inn i tre steg. Først definerer ein potensielle stabilitetsproblem, deretter kvantifiserer ein dei ulike input parametrane, og til slutt bereknar ein stabiliteten (Nilsen og Palmstrøm, 2000).

3.1 Bergmassens eigenskapar

Det er viktig å skilje mellom bergart og bergmasse. Mens ein bergart er intakt, inkluderer bergmasse alt av gjennomsetjande diskontinuitetar i form av foliasjon, spekkar, forkastingar og andre svakheiter. Det vil seie at bergmasse er ein samlebetegnelse for alt ein finn i berget, og inkluderer både forvitring og svakheitssonar (Nilsen og Palmstrøm, 2000).

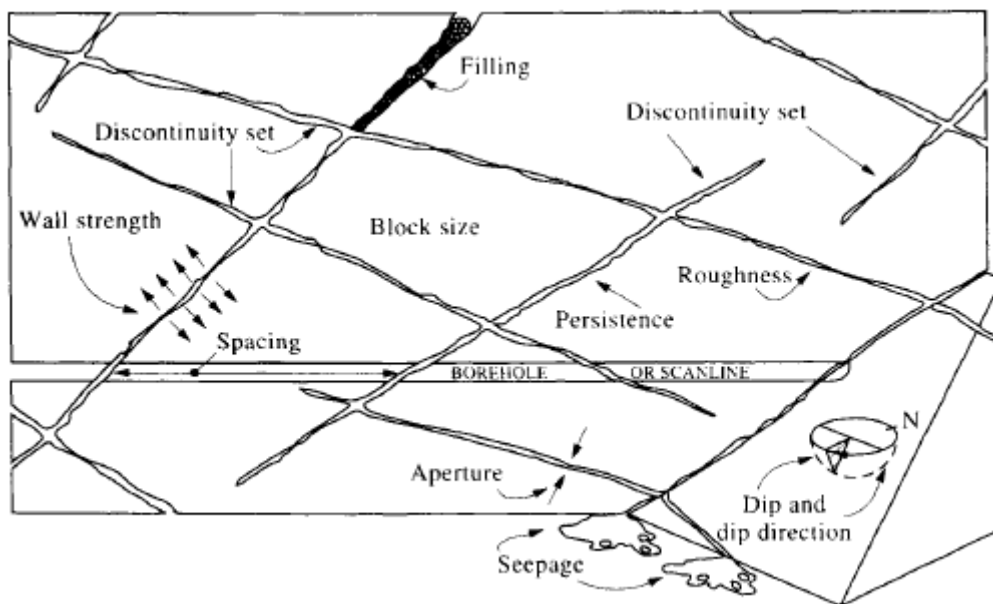
Dei to hovudfaktorane som vil vere med på å karakterisere bergmassen, er bergmassen sin kvalitet og mekaniske prosessar som verkar inn på bergmassen. Innanfor desse kategoriane har ein igjen parametrane til bergmassen sin styrke og deformerbarheit, styrkeanisotropi, diskontinuitetar, forvitring, bergspenningar og grunnvatn, som illustrert i Figur 8. Desse faktorane vil påverke kvarande, og saman med prosjektspesifikke faktorar som størrelse, form og orientering på konstruksjonen, vil dei vere med på å bestemme tunnelstabiliteten (Panthi, 2006).



Figur 8: Faktorar med påverknad på tunnelstabilitet. Figur modifisert etter (Panthi, 2006).

3.1.1 Diskontinuitetar

Ein diskontinuitet er alle typar strukturelle eller geologiske funksjonar som endrar ein elles homogen bergart. Desse strukturane kan vere på alt frå nokon få centimeter til fleire kilometer. Generelt blir ein strukturell eller geologisk endring kalla ein diskontinuitet dersom strekkstyrken er lik null eller tilnærma lik null. Ein diskontinuitet er dermed ein samlebetegnelse på både sprekker, foliasjon og svakheitssonar (Nilsen og Palmstrøm, 2000).



Figur 9: Ulike diskontinuitetar i ein bergmasse (Harrison og Hudson, 1997).

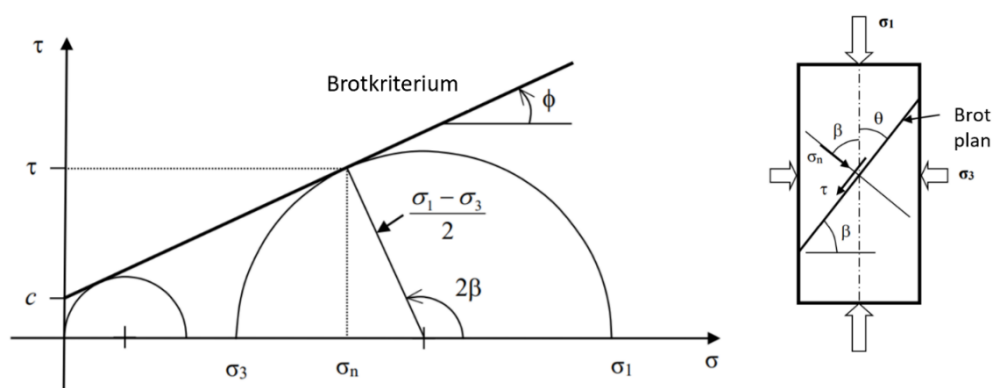
I Figur 9 er ulike diskontinuitetar illustrert med tilhørende parametrar som vil påverke eigenskapane. Desse parametrane er blant anna sprekkavstand og sprekkedefrekvens, orientering (i form av strøk og fall) der det er tatt utgangspunkt i at sprekkene er plane. Uthaldenheit, størrelse og form på diskontinuitetane vil påverke eigenskapane. Sjølv om sprekkene er plane, med i høve orienteringa, vil sjølve svekkeoverflata kunne vere ru, noko som gjer til at ruheit også blir ein parameter som ein må ta omsyn til. I tillegg til dette, vil sprekkesett og blokkstørrelse ha noko å seie for eigenskapane til diskontinuitetane (Harrison og Hudson, 1997).

3.1.2 Bergmassens styrke og deformerbarheit

Frå ingeniørgeologisk perspektiv vil det vere nyttig å kunne setje ein verdi for bergmassens styrke og deformerbarheit, blant annet for å kunne nytte parametrane i modellering og klassifisering av bergmassen seinare. Bergartens styrke (σ_c) og elastisitetsmodul (E) vil vere med på å påverke bergmassen sin styrke og deformerbarheit, og kan finnast ved hjelp av laboratorieforsøk (sjå kapittel 6). Desse parametrane kan ein ikkje måle direkte, og blir dermed ofte estimert ved hjelp av eit brotkriterium. Det er utarbeida fleire brotkriterium, men i denne oppgåva blir det sett på Mohr-Coulomb kriteriet, det generaliserte Hoek-Brown kriteriet og Barton-Bandis kriteriet (Harrison og Hudson, 1997).

Mohr-Coulomb kriteriet

Mohr-Coulomb kriteriet uttrykker forholdet mellom skjærspenningar og normalspenningar. Ved triaksialtesting der ein har eit konstant omslutningstrykk og eit aksialtrykk som aukar fram til brot, vil ein til slutt ende opp med eit skjærbrot. Aksialspenninga, σ_1 , og omslutningsspenninga, σ_3 , som ein har ved brot, kan nyttast til å framstille ein Mohrs sirkel i eit spennings-tøyingsdiagram (σ - τ -diagram). Dersom ein har resultat frå fleire kompresjonstestar/triaksialtestar med ulikt omslagstrykk vil ein få fleir Mohrs sirklar, som ein igjen kan nytte til å framstille eit brotkriterium. For bergmateriale vil ei slik kurve normalt ikkje bli lineær, men i dei fleste tilfelle vil ei tilnærming til ei lineær kurve vere tilstrekkeleg (Harrison og Hudson, 1997, Li, 2018).



Figur 10: Mohr-Coulombs brotkriterium. Figur modifisert etter Li (2018).

I Figur 10 er prinsippa for Mohr-Coulombs brotkriterium illustrert. Den lineære linja, som vil vere brotkriteriet til bergarten, definerer når bergarten vil kunne gå i brot. Dersom ein har ein spenning og tøyning som tilseier at ein er over linja vil bergarten gå i brot, men dersom ein er under linja, vil bergarten ikkje gå i brot. σ_n vil i dette tilfelle vere normalspenninga på brotplanet, c er kohesjonen til materialet (skjærstryken til materialet utan omslutningstrykk), og ϕ den indre friksjonsvinkelen (Harrison og Hudson, 1997). M-C kriteriet, der forholdet mellom skjærspenning og normalspenning ved bort er uttrykt, er og gitt ved likning [3-1] (Li, 2018).

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad [3-1]$$

Generalisert Hoek-Brown kriteriet

På slutten av 1970-tallet blei den første versjonen av Hoek-Brown brotkriterium utvikla. Dette er eit empirisk kriterium og var opphavleg utvikla for å finne bergartsstyrken til intakte bergartar. Hoek-Brown kriteriet var då uttrykt ved likning [3-2] (Hoek og Brown, 1998).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^{0.5} \quad [3-2]$$

σ_1 og σ_3 er største og minste hovudspenning ved brot, σ_c er einaksial kompresjonsstyrke (UCS), og m (Hoek-Brown konstanten) og s er dimensjonslause konstantar som er satt ut i frå eigenskapane til bergarten.

Opp gjennom åra har kriteriet blitt oppdatert og forbetra, og ein har i dag eit generalisert Hoek-Brown kriterium for estimering av bergmasse styrken, uttrykt i likning [3-3] (Hoek og Brown, 2018):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad [3-3]$$

I dette tilfellet vil m_b vere Hoek-Brown konstanten m for bergmassen, a og s er konstantar som blir satt av bergmasseeigenskapane. Desse parametrane kan reknast ut i frå likning [3-4], [3-5] og [3-6].

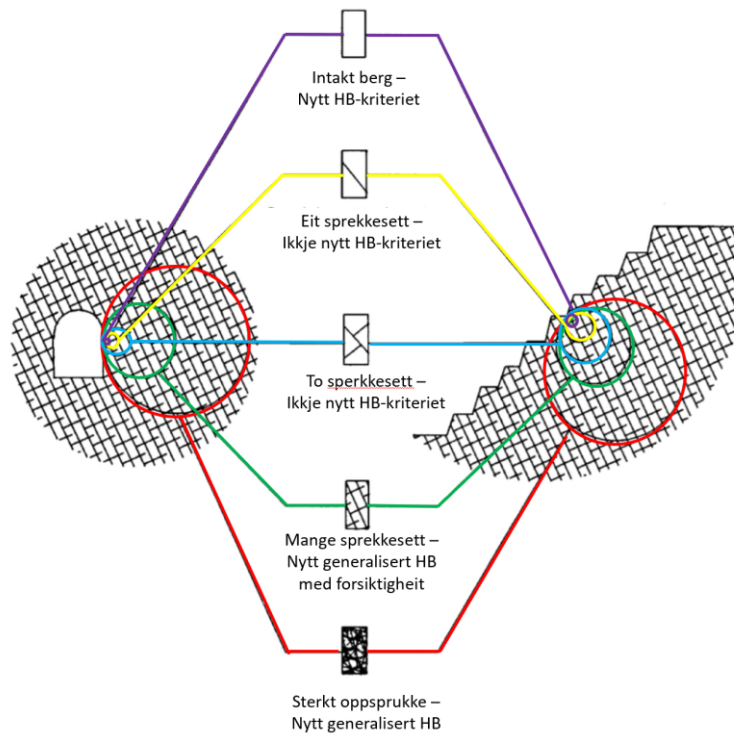
$$m_b = m_i \exp \left(\frac{(GSI - 100)}{(9 - 3D)} \right) \quad [3-4]$$

$$s = \exp \left(\frac{(GSI - 100)}{(9 - 3D)} \right) \quad [3-5]$$

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

For intakt berg vil $m_i = 1$, $s = 1$ og $a = 0,5$. m_i er Hoek-Brown konstanten for intakt berg og GSI er Geological Strengt Index (sjå kap. 3.2.2). D (forstyringsfaktoren) er ein konstant som beskriver graden av forstyring på bergmassen, som kjem av sprengingsskade og spenningsavlastning (Hoek, 2007, Hoek og Brown, 2018).

Når ein nyttar Hoek-Brown kriteriet antek ein isotropisk berg eller bergmasse. Kriteriet vil dermed vere best eigna for intakt berg, homogen bergmasse eller sterkt oppsprukke berg. Ved sterkt oppsprukke material, bør størrelsen på prøvemateriale som blir analysert vere stor, på den måten vil ein kunne sjå på det som eit homogent materiale og Hoek-Brown (HB) kriteriet kan nyttast. Dette er illustrert i Figur 11 (Hoek, 2007).



Figur 11: Oversikt over når Hoek-Brown kriteriet (HB) bør nyttast og ikkje. Modifisert etter (Hoek, 2007).

Barton-Bandis kriteriet

Eit anna brotkriterium er Barton-Bandis kriteriet. Kriteriet tek omsyn til at sprekkene ikkje har strekkstyrke, og baserer seg på sprekkens ruheit, styrken til sprekkveggen og bergarten sin friksjonsvinkel. Barton og Choubey presenterte i 1977 likning [3-7] og [3-8] (Barton og Choubey, 1977).

$$\tau = \sigma_n \left[JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_r \right] \quad [3-7]$$

$$\varphi_r = (\varphi_b - 20) + 20 \left(\frac{r}{R} \right) \quad [3-8]$$

der τ = største skjærstyrke

σ_n = effektiv normalspenning

JRC = ruheitstal

JCS = einaksial trykkfastheit for sprekkplanet

φ_r = residual friksjonsvinkel

φ_b = friksjonsvinkel

r = Schmidt-talet for våt og forvitra sprekkeflater

R = Schmidt-talet for tørre sprekkeflater som ikkje er forvitra

For å finne største skjærstyrken til sprekkeflatene (likning [3-7]) nyttar ein den residuale friksjonsvinkelen, som kan estimerast ut i frå likning [3-8]. Likning [3-7] og [3-8] er det som i dag utgjer Barton-Bandis brotkriterium. Desse likningane kan nyttast både på forvitra og ikkje-forvitra sprekker, men ikkje for sprekker med sprekke materiale. Ei vurdering av skjærstyrken til ei sprekke med innhald av materiale ville blitt vesentleg meir omfattande enn den presentert i likning [3-7] (Barton og Choubey, 1977, Hoek, 2007).

3.2 Empiriske metodar

3.2.1 Q-metoden

Q-metoden (Q-systemet) er den klassifiseringsmetoden som blir nytta mest under kartlegging og bestemming av sikringsklasse i tunnelar i Noreg. Både Statens Vegvesen og Bane NOR har Q-metoden som standard kartleggingsmetode (Bane NOR, 2020, Statens Vegvesen, 2020). På prosjektet E39 Kristiansand – Mandal til Nye Veier, blei også Q-metoden nytta som standard kartleggingsmetode.

Q-metoden er eit klassifiseringssystem der ein reknar ut ein Q-verdi som vil gjere det lettare å bestemme sikringsklasse og nødvendig bergsikring. Ein høg Q-verdi tilseier at bergmassekvaliteten er god, og at det då ikkje vil vere påkravd med like omfattande bergsikring som ved låg Q-verdi. Ved tunneldriving får ein Q-verdi til berget som blir gitt etter kvar salve. Verdien kan variere frå salve til salve. Før ein startar med sjølve drivinga av tunnel, må ein klassifisere bergmassen for å kunne planleggje arbeidet. Q-metoden er eit nyttig hjelpemiddel og Q-verdien blir satt ut i frå bergblottingar, observasjonar på overflata og forundersøkingar som kjerneboringar eller resistivitetsmålingar. I tillegg til at Q-verdien kan bestemmast ved kartlegging i bergrom og frå kartlegging i dagen, kan ein også setje ein Q-verdi ut i frå kjernelogging (Barton et al., 2015). Q-verdien kan bereknast ut i frå likning [3-9]

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad [3-9]$$

og er basert på parametrane:

RQD = Oppsprekkingsfaktor (Rock Quality Designation)

J_n = Tal for sprekkeseitt

J_r = Sprekkeruheitstal

J_a = Tal for sprekketrylling

J_w = Sprekkeavstand

SRF = Spenningsfaktor (Stress Reduction Factor)

Det første leddet i likning [3-9] seier noko om oppsprekkingsgraden / blokkstørrelsen i bergmassen, det andre leddet seier noko om bergmassens skjærfastheit, og det siste leddet representerer aktive spenningar (Barton et al., 2015).

Oppsprekkingsfaktoren, RQD, blei originalt danna av Deere i 1963 med formål å vere eit enkelt klassifiseringssystem for bergmassen. RQD-verdien går i frå 0 til 100, men i kombinasjon med utrekning av Q-verdi vil alle RQD-verdiar mellom 0 og 10 bli runda opp til 10. Klassifiseringssystemet blei opphavleg nytta på borkjernar, der RQD-verdien blei satt ut i frå kor stor del av borkjernene som bestod av intakte bitar over 10 cm. Det vil seie at dersom 60% av borkjernane var delar med lengde på over 10 cm, ville RQD-verdien vere 60. I dag blir ofte RQD-verdien satt i utsprengte tunnelar og bergrom. Då er det viktig å basere verdien på heile området og RQD-verdien bør vere ein gjennomsnittsverdi av fleire målingar med ulik orientering (Barton et al., 2015).

Tal for sprekkeseitt, J_n , blir satt ut i frå tal sprekkeseitt og tilfeldige sprekker i fjellet. Eit sprekkeseitt blir definert som fleire sprekker som er nesten parallelle med ein viss sprekkeseitt. Denne parameteren skal seie noko om sprekkeseittgeometrien til lokasjonen, som igjen vil seie noko om størrelsen og forma på blokkene i bergmassen (Barton et al., 2015).

Sprekkeruheitstal, J_r , blir bestemt av storskalaruheit og småskalaruheit. Storskalaruheit går på korleis sprekkene er i ein målestokk på desimeter til meter. Sprekkene kan definerast som hakkete, bølgete eller plane. Den andre skalaen ser på dei små strukturane som har ein utstrekning på nokon få centimeter og millimeter. Her blir uttrykka ru, glatt og glidespeil nytta. J_r -verdien må setjast ut i frå det sprekkeseittet som er mest ugunstig for stabiliteten (Barton et al., 2015).

Tal for sprekketrylling, J_a , er hovudsakleg avhengig av tjukkeleik og styrke på sprekkemateriale, som igjen er avhengig av mineralsamansetninga. Det finst tre ulike kategoriar innanfor bestemminga av J_a -verdien.

- a. Bergkontakt
- b. Bergkontakt før 10 cm skjærdeformasjon
- c. Ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon

Her vil kategori a vere mest gunstig for stabiliteten, og kategori c minst gunstig. Innanfor desse kategoriane vil mineralsamansetninga bestemme J_a -verdien. Ugunstig sprekkemateriale vil blant anna

vere mineral med låg friksjonsvinkel og svelleleire. For å gjere det enklare å vurdere sprekkemateriale, kan ein gjennomføre laboratorietestar på materialet. På denne måten kan ein lettare bestemme mineralinnhaldet. For J_a parameteren må ein i likskap med sprekkeruheitstalet setje ein verdi for sprekkefyllinga til det minst gunstige sprekkesettet (Barton et al., 2015).

Sprekkevasstalet, J_w , er ein vurdering av mengde vatn i bergrommet. Vatn vil bløyte opp og eventuelt vaske ut mineralfylling i bergsprekker, noko som vil føre til ein reduksjon i friksjon på sprekkeflatene. Dersom vatnet i sprekkene i tillegg får moglegheita til å byggje opp eit vasstrykk, vil dette igjen vere med på å redusere normalspenningane i bergrommet, og sannsynet for blokkutfall vil auke. J_w blir bestemt ut i frå kor stor innlekasje det er i bergrommet (Barton et al., 2015).

Spenningsfaktoren, SRF, seier noko om tilhøvet mellom bergspenningar og bergstyrken omkring eit bergrom. Observasjonar som avskaling, bergslag, deformasjon, skvising, dilatans og blokkutfall vil vere indikasjonar på høge eller låge spenningar. SRF-en kan bereknast ut i frå bergartens einaksiale trykkfastheit (σ_c) og største hovudspenning (σ_1) eller maksimale tangentialspenning (σ_θ) i massivt berg. Spennings situasjonen kan også predikerast på førehand ut i frå overdekning, topografi eller frå erfaring frå same geografiske og geologiske region. Ein kan klassifisere dei ulike spennings situasjonane i fire ulike kategoriar:

- a. Svakheitssone som kryssar bergrom
- b. Kompetent berg med stabilitetsproblem på grunn av høge eller låge spenningar
- c. Skviseberg
- d. Svellande bergartar

Det er ikkje alltid like enkelt å setje ein verdi for SRF, i og områder med langsam deformasjonsutvikling kan få ein feilaktig SRF dersom kartlegginga skal gjerast like etter sprenging. Dersom svelleleire er til stades vil det også vere verdifullt å gjennomføre laboratorieundersøkingar for å kunne seie noko om potensielt svelletrykk. Dette vil gjere det enklare å bestemme SRF-verdien (Barton et al., 2015).

3.2.2 GSI

Geological Strength Index, GSI, er eit system for å estimere styrken til bergmassen under ulike geologiske føresetnadar (Hoek og Brown, 1998). Styrken til oppsprukke bergmasse er avhengig av eigenskapane til bergarten, samt berget sin moglegheit til å gli og rotere under ulike spennings situasjonar. Denne friheita til å gli og rotere er bestemt av geometrisk form på intakte bergartsstykkje og tilstanden på overflata til stykka. Kantete bergartsstykkje med rein og ru overflate vil bli kategorisert som ein sterkare bergmasse enn ein bergmasse som består av avrunda bergartsstykkje med forvittra overflate. GSI-verdien vil vere bestemt av desse forholda, som blir kalla oppsprekkingsgrad og overflatetilstand til diskontinuitetane. Dette er gjort ved hjelp av ein tabell, som er lagt ved i Vedlegg

B-1. Ein skal etter beste evne unngå å basere GSI-verdien frå ein blotting som er påverka av sprengingsskader. Dersom dette ikkje er til å unngå, skal ein kompensere for den negative innverknaden det vil ha på GSI-en (Hoek og Brown, 1998).

GSI-verdien blir vidare nytta til å berekne parametrane m_b , s og a (likning [3-4], [3-5] og [3-6]) som inngår i Hoek-Brown kriteriet (Hoek, 2007). GSI-verdien vil gå frå 0-100, der ein GSI på over 75 vil bli kategorisert som ein svært god bergmasse, mens ein GSI på under 20 vil vere svært dårleg bergmasse (Nilsen, 2016).

Ein kan ved hjelp av Bieniawski's RMR metode også estimere seg fram til ein GSI-verdi. Men dette kan ein ikkje gjere for GSI-verdiar mindre enn 25, sidan RMR metoden er lite egna til vurdering av dårlege bergmassar (Hoek og Brown, 1998).

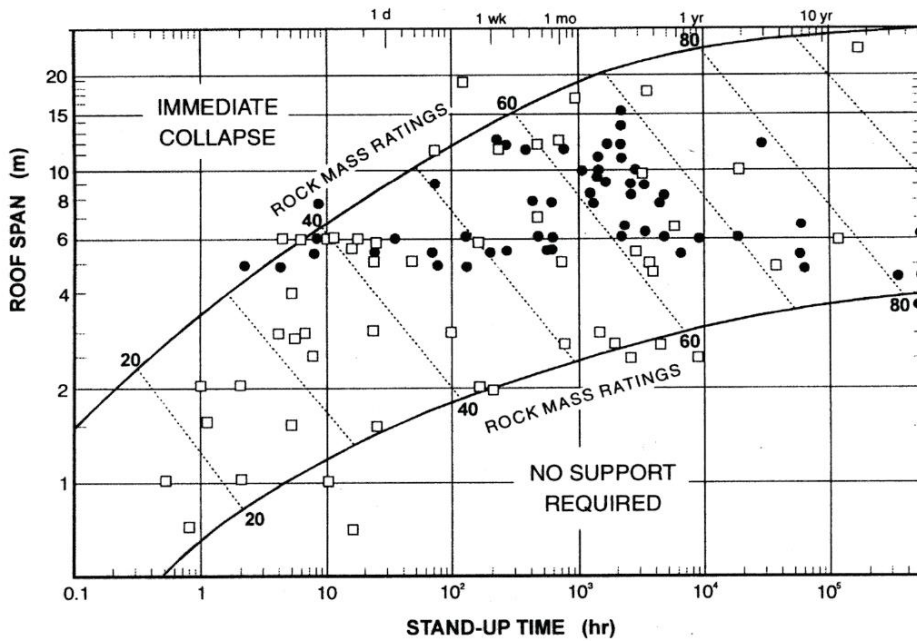
3.2.3 RMR

RMR står for Rock Mass Rating-system og blei utvikla av Bieniawski i 1973. Sidan den gong er systemet blitt oppgradert og optimalisert fleire gonger (Hoek, 2007, Nilsen, 2016). Når ein nyttar dette klassifiseringssystemet delar ein ofte bergmassen opp i ulike områder, der ein klassifiserer kvart område separat. Grensene for slike områder samansvarar ofte med større strukturelle endringar som for eksempel forkastingar eller endring av bergartstype (Hoek, 2007).

RMR systemet baserer seg på dei seks parametrane presentert nedanfor.

1. UCS
2. RQD
3. Sprekkeavstand
4. Sprekkestilstand (ruheit, belegg, mm.)
5. Grunnvassforhold
6. Sprekkeorientering

I Vedlegg B-8 er RMR systemet presentert, der kvar av parametrane over blir vurdert. Dei fem første parametrane blir bestemt i del A, mens sprekkorienteringa blir tatt omsyn til ved hjelp av ein korreksjonsfaktor ein får frå del B. Ved å summere alle talverdiane får ein RMR-verdien, og ut i frå del C i Vedlegg B-8 finn ein bergmasseklassen. Vidare i tabellen kan ein finne gjennomsnittleg «oppetid» for bergrommet, kohesjon og friksjonsvinkel til bergmassen. I Figur 12 er samanhengen mellom RMR-verdi, spennvidde på bergopninga og «oppetid» for bergrommet presentert.



Figur 12: Oppetid for bergrommet som funksjon av spennvidde og RMR-verdi (Bieniawski, 1989).

Merk at dette klassifiseringssystemet har som mål å bestemme sikringsklasse i tunnelar, som er hesteskoforma med breidde på 10 meter og ei vertikalspenning på under 25 MPa. I andre bergrom er dette klassifiseringssystemet mindre egne. RMR-verdiane går også frå 0 – 100, der ein RMR-verdi på 81 – 100 blir kategorisert til svært godt berg, og ein RMR-verdi på under 20 fortel at ein har svært dårleg berg (Hoek, 2007).

Som nemnt tidlegare kan ein, for bergmasse over ein viss kvalitet, nytte RMR-verdien til å finne ein GSI-verdi, og motsett. Frå 1989 versjonen av Bieniawski's RMR klassifiseringssystem har ein likning

$$GIS = RMR_{89} - 5 \quad [3-10]$$

der RMR_{89} har ein verdi på 15 for grunnvassforhold og korreksjonsfaktoren for sprekkorientering er satt til null (Hoek og Brown, 1998).

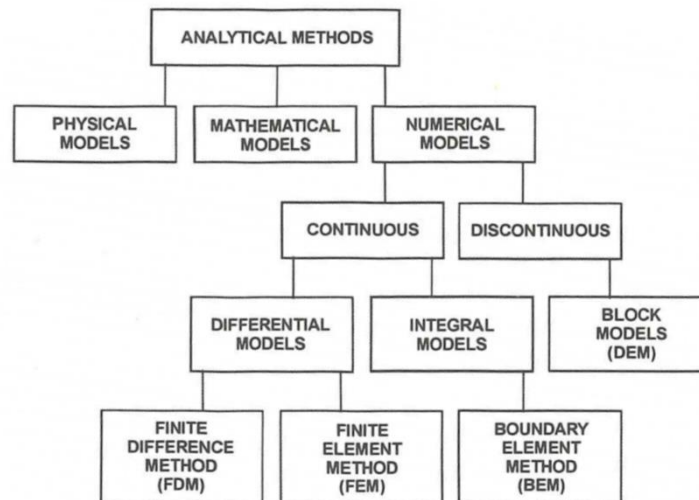
Både Bieniawski og Barton har utarbeida ein samanheng mellom RMR og Q-systemet, presentert i Tabell 2 (Panthi, 2006). Desse samhengane kan nyttast til å estimere ein GSI-verdi ut i frå ein Q-verdi.

Tabell 2: Samanlikning av RMR og Q-systemet (Panthi, 2006).

		$RMR \approx 9 \times \ln Q + 44$ (Bieniawski, 1989)		$RMR = 15 \times \log Q + 50$ (Barton, 1995)	
Descriptions		Range of Q-values		Range of RMR-values	
Rock Class	Quality descriptions	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum
Class 1	Very good to excellent	100	1000	85	100
Class 2	Good	10	100	65	85
Class 3	Fair to good	4	10	56	65
Class 4	Poor	1	4	44	56
Class 5	Very poor	0.1	1	35	44
Class 6	Extremely poor	0.01	0.1	20	35
Class 7	Exceptionally poor	0.001	0.01	5	20

3.3 Analytiske stabilitetsanalysemetodar

Analytiske metodar er stabilitetsanalysemetodar som tek utgangspunkt i kalkulering og modellering, i motsetnad til empiriske metodar som er basert på erfaring og samanlikning. Innanfor denne kategorien vil ein igjen ha sub-gruppene fysiske modellar, matematiske modellar og numeriske modellar, som vist i Figur 13 (Nilsen og Palmstrøm, 2000).

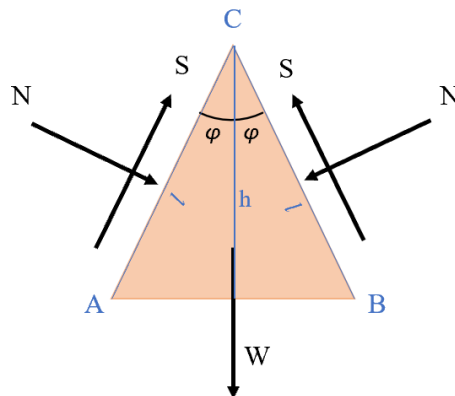


Figur 13: Ulike analytiske metodar (Nilsen og Palmstrøm, 2000).

Ein av dei matematiske modellane er «Limit equilibrium method» som er basert på mekanisk likevektsføresetnader. Det vil seie at ein summerer dei drivande og stabiliserande kreftene for å finne ein verdi for stabiliteten. Metoden brukar ulike brotkriterium, er relativt enkel i bruk og er godt innarbeida i ingeniørfaget (Chen et al., 2019, Dong-ping et al., 2016).

«Limit equilibrium method» nyttar ein forenkla geometrisk modell av ei enkel blokk eller kile og saman med matematiske berekningar vil ein kunne finne det kritiske punktet før brot. Dette punktet er omtalt

som likevektspunktet og inntreff når drivande krefter på blokka eller kilen er lik stabiliserande krefter langs sprekkeplanet (Wyllie og Mah, 2004).



Figur 14: Ved å samanlikne drivande og stabiliserande krefter kan ein finne ein sikkerheitsfaktor.

Sikkerheitsfaktoren, SF, til kilen illustrert i Figur 14 kan reknast ut ved å finne drivande og stabiliserande krefter. Ein sikkerheitsfaktor vil kunne reknast ut ved hjelp av likning [3-11] (Elsworth, 1989).

$$SF = \frac{F_s}{F_d} = \frac{2 \times S}{W + 2N \times \sin \varphi} \quad [3-11]$$

der F_s = stabiliserande krefter

F_d = drivande krefter

S = skjærkrafta

W = volumet til kilen

N = normalkrafta

φ = vinkelen mellom glideplanet og retninga dei drivande kreftene verkar

Ut i frå sikkerheitsfaktoren kan ein seie noko om kor stort sannsyn det er for at ein vil få eit utfall av kilen eller blokka. Er sikkerheitsfaktoren under 1, er sannsynet stort for at ein vil få utfall av blokka eller kilen (Wyllie og Mah, 2004). Sidan det alltid vil følgje ein viss usikkerheit med inngangsparametrane blir det normalt nytta ein forhøga sikkerheitsfaktor. Det vil vere vanleg å nytte ein $SF \geq 1,3$ for bergrom som skal oppretthalde korttidsstabilitet og $SF \geq 1,5$ for bergrom med langtidsstabilitet (Nilsen, 1999).

3.4 Numerisk modellering

Numerisk modellering baserer seg på å «dele opp» bergmassen i eit stort tal individuelle element og tilarbeiding av ein stor mengde data. Innanfor ingeniørgeologifaget er numerisk modellering hovudsakleg brukt til å analysere bergspenningar og deformasjonar (Nilsen og Palmstrøm, 2000).

Ein skil mellom to modellar innanfor numerisk modellering: Kontinuerlege og diskontinuerlege modellar (Nilsen og Palmstrøm, 2000).

Kontinuerlege modellar baserer seg på at bergmassen er eit kontinuerleg medium, med berre eit fåtal av diskontinuitetar. Dette er den mest brukte av dei numeriske modellane. Innanfor denne kategorien har ein endeleg elementmetode som er den vanlegaste, også kalla FEM (Finite Element Method). Her vil ein ta utgangspunkt i ein geologisk modell der ein byggjer ein elementmodell rundt det område ein ynskjer å analysere. Andre metodar vil vere endeleg differensialmetode, FDM (Finite Difference Method) og grenseelementmetoden BEM (Boundary Element Method). Både i FEM og FDM deler ein opp heile bergmassen i element, mens BEM er ein integralmetode, der ein berre delar opp den nærmaste bergmassen (Nilsen, 2016, Nilsen og Palmstrøm, 2000).

Diskontinuerlege modellar, også kalla blokkmodellar, ser på bergmassen som eit diskontinuerleg medium bestående av enkeltblokker langs grensene. Blokkelementmetoden, DEM (Distinct Element Method) er den vanlegaste metoden og innanfor her igjen vil «Universal Distinct Element Code» vere det mest nytta programmet. I denne modellen vil ein vere meir avhengig av ingeniørgeologiske kartleggingar for å kunne basere modelleringa på ein samling av blokker som påverkar kvarandre (Nilsen, 2016, Nilsen og Palmstrøm, 2000).

UnWedge

Rocscience tilbyr fleire ulike 2D og 3D modelleringsprogram, blant anna UnWedge, som er retta mot blant anna tunnelbygging og gruvedrift. UnWedge er eit 3D analyse og visualiseringsprogram som kan brukast til å estimere og bestemme stabiliteten til blokker og kiler. Programmet reknar ut kor store blokker som kan dannast ut i frå tre dominerande sprekkesett. Det kan også rekne ut ein sikkerheitsfaktor og kan nyttast til å bestemme nødvendig sikring (rocscience, 2021c).

RS2

RS2 er ei programvare som blir nytta til modellering og analyse av overflater, skjæringar og undergrunnskonstruksjonar. Programmet leverer omfattande analysefunksjonar for både hardt berg og lausmassar. RS2 er ein kontinuerleg numerisk modell som lagar 2D-modellar ved hjelp av endeleg elementmetoden. Programmet kan nyttast til å analysere geotekniske strukturar, tunnelar og gruver. Det fulle namnet til RS2 er «Rock and Soil 2-dimensional analysis program», og er levert av rocscience (rocscience, 2021b).

4. Bergsikringsfilosofi

Det finst fleire ulike måtar å sikre berget på. Eit av hovudprinsippa nytta når det kjem til bergsikring, er at ein bestemmer bergsikringa ut i frå tilstanden berget er i etter kvart som ein driv tunnelen. Dette medfører at ein må ha fleksible sikringsmetodar som enkelt kan endrast ut i frå bergmassekvaliteten. Denne fleksibiliteten kan oppnåast blant anna ved bruk av boltar, sprøytebetong og armerte sprøytebetongbogar (Nilsen og Palmstrøm, 2000). Vidare i dette kapittelet kjem ulike sikringsmetodar til å bli gjennomgått.

4.1 Samanheng mellom bergmassekvalitet og bergsikring i tunnel

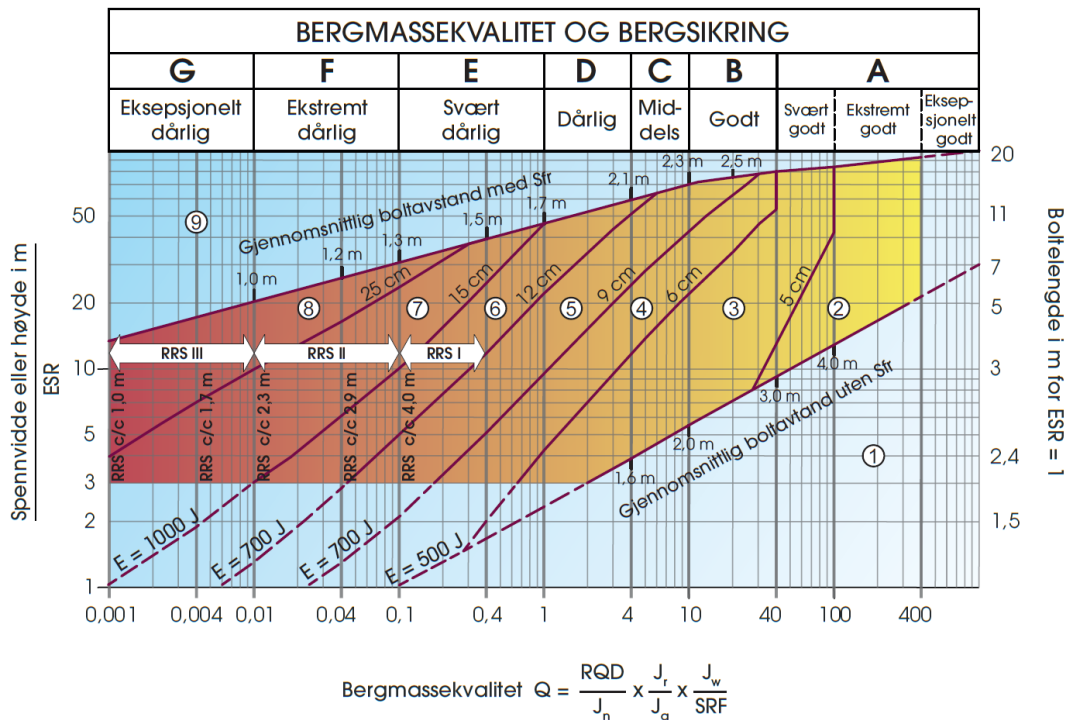
Kor omfattande sikringstiltak som må gjennomførast kan bestemmast ut i frå Q-systemet. I Tabell 3 er Statens vegvesen sin samanheng mellom bergmasseklassar, Q-systemet og sikringsklassar presentert. Der er også krava til sikring i dei ulike klassane spesifisert (Statens Vegvesen, 2020).

Tabell 3: Samanheng mellom bergmasseklassar, Q-systemet og sikringsklassar, samt krav til permanentsikring (Statens Vegvesen, 2020).

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

NGI har også utarbeida ein samanheng mellom bergmasseklassar, Q-systemet og sikringstiltak. Denne samanhengen er framstilt som eit diagrammet (Figur 15) som tek utgangspunkt i Q-verdi,

sikkerheitskrava (ESR) og dimensjonane (spenn/høgde) til bergrommet. ESR står for Excavation Support Ratio og vil vere avhengig av korleis type bergrom ein har med å gjere. Midlertidige gruveopningar med låge sikkerheitskrav vil ha ein ESR på 3-5, mens svært viktige bergrom og tunnelar med lang levetid har strengare sikkerheitskrav og vil dermed ha ein ESR på 0,5 (Barton et al., 2015).



Figur 15: Samanheng mellom bergmassekvalitet, Q-systemet og sikringstiltak utarbeida av NGI (Barton et al., 2015).

4.2 Sikringstiltak i tunnel

4.2.1 Bolting

Sikring med boltar er ein enkel men effektiv sikringsmetode, og er blant dei mest brukte sikringsmetodane. Det finnes fleire ulike boltar å sikre med, men i dagens tunneldriving er det vanlegast å sikre med kombinasjonsboltar. Kombinasjonsbolt vil både fungere som arbeidssikring og permanent sikring. Dette kjem av at bolten vil vere endeforankra like etter innsetjing, ved hjelp av ei ekspansjonshylse, deretter blir bolten gyst og når gysemassane har størkna vil den også fungere som permanent sikring (Pretec, 2017).

Q-systemet og det tilhøyrande sikringsdiagrammet vil ikkje fange opp alle detaljar og spesifikke tilfelle av stabilitetsproblem. Dette gjeld spesielt stabiliteten til enkeltblokker, og det vil dermed vere viktig å vurdere sprekkegeometrien med omsyn til dimensjonering av bergsikring. For å sørge for at blokkene blir sikra tilstrekkeleg, kan det vere nødvendig å auke boltelengda dersom det dannast store blokker i tunnelen, for å sikre at boltane får godt feste i intakt berg. Det kan og vere lurt å justere retninga på boltane for å optimalisere utbyttet av kvar bolt (Barton et al., 2015).

Frå sikringsklasse 2 og oppover skal det alltid boltast utpå sprøytebetong, noko som gjer det vanskeleg å lokalisere blokkene som må boltast opp. For å løyse denne problemstillinga blir det nytta systematisk bolting, for å oppnå «arching effekt» i bergmassen. Dette går ut på at boltane er installert nært nok til at dei vil samvirke og på den måten kan ein oppnå ein last-berande bergmassekonstruksjon (Li, 2018). Systematisk bolting er presentert i Figur 16.



Figur 16: Eksempel på systematisk bolting.

4.2.2 Sprøytebetong

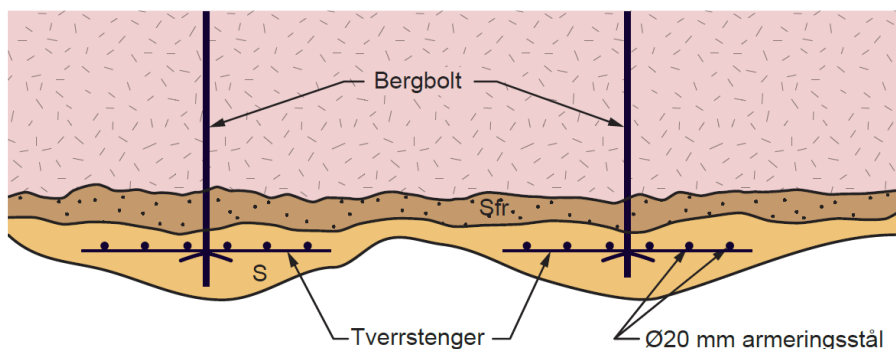
Sprøytebetong, som består av sement, sand, fiber og vatn, blir nytta mykje når det kjem til tunnelsikringa (Li, 2018). I dag er det vanleg å bruke fiberarmert betong, i form av E700 eller E1000, sjå Tabell 3. Skilnaden på sprøytebetong i E700 og E1000 er energiabsorpsjonsklasse, der verdiane 700 og 1000 står for minste energiabsorpsjon i Joule. I E1000 vil det vere høgare innhald av stålfiber eller makro plastfiber enn i E700, og vil dermed vere meir kompetent (Barton et al., 2015). Sprøytebetongen påførast bergoverflata ved hjelp av lufttrykk som vist i Figur 17 (Li, 2018).



Figur 17: Sprøytebetong blir påført påhugg vest på Bruliheitunnelen.

4.2.3 Armerte sprøytebetongbogar

Eit sikringstiltak som ofte blir nytta når ein har svelleleire til stades er armerte sprøytebetongbogar. Sikringstiltaket vil etter Statens Vegvesen sine retningslinjer vere anbefalt sikring ved ein Q-verdi mindre enn 0,2, og er ofte ein meir gunstig sikringsmetode enn full utstøyping, spesielt med tanke på tid og kostnad. Armerte sprøytebetongbogar består av bøygde armeringsstenger som følgjer konturen til bergrommet. Kamstålstengene/armeringsjarna er festa i bergboltar og blir sprøyta inn med sprøytebetong, som vist i Figur 18. Avstanden mellom monteringsboltane (bergboltane) bør vere på 1,5 meter. På den måten vil ein også oppnå «arching effect», som vil vere med på å stabilisere berget. Kor stor avstand det skal vere mellom bogane blir vurdert ut i frå bergrommets geometri, bergmasseforholda og krava til maksimum deformasjon, men ligg normalt på 1-3 meter (Barton et al., 2015, Sve et al., 2008).



Figur 18: Illustrasjon av to armerte sprøytebetongbogar (Barton et al., 2015).

Dimensjonering av dei armerte sprøytebetongbogane kan gjerast ut i frå bergsikringsdiagrammet til NGI, vist i Figur 15. I sikringsklasse 6, 7 og 8 er det tilrådd å sikre med høvesvis RRS I, RRS II og RRS III. RRS stor for Reinforced Ribs of Shotcrete (armerte sprøytebetongbogar) og vil vere meir omfattande jo høgare sikringsklassen blir. Det vil seie at RRS III har meir og tettare armering og blir nytta ved sikring av svakare berg enn RRS I og RRS II (Barton et al., 2015, Sve et al., 2008).



Figur 19: Armeringa i dei armerte sprøytebetongbogane.

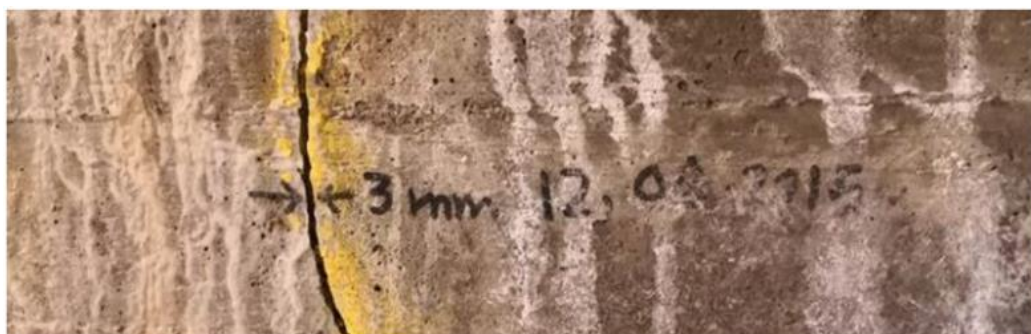
4.2.4 Betongutstøyping

Betongutstøyping er ein sikringsmetode som vil vere aktuell ved passering av mektige svakheitssonar med svelleleire. Sikringsmetoden går ut på å installere bogar av betong som vil kunne ta opp trykkspenningar frå bergmassen. Mektigheita og geometrien på svakheitssona, samt belastinga vil vere med på å bestemme armeringa og forankringa i betongutstøypinga. Tjukklikeken på betongutstøypinga skal minimum vere 40 cm. Dersom stabiliteten er svært kritisk må ein vurdere om ein treng utstøyping av sålen. Då vil det vere nødvendig å runde av sålen for å oppnå bogeverkninga gjennom heile betongutstøypinga (Sve et al., 2008).

Betongutstøypinga blir installert bak stuff, og reknast som permanentsikring (Pedersen et al., 2010). Figur 20 viser eit eksempel på betongutstøyping installert over ei svakheitssone med innhald av svelleleire i framkomsttunnelen til Bogna Kraftverk. Figur 21 dokumenterer oppsprekking av den same betongutstøyping som følgje av høgt svelletrykk.



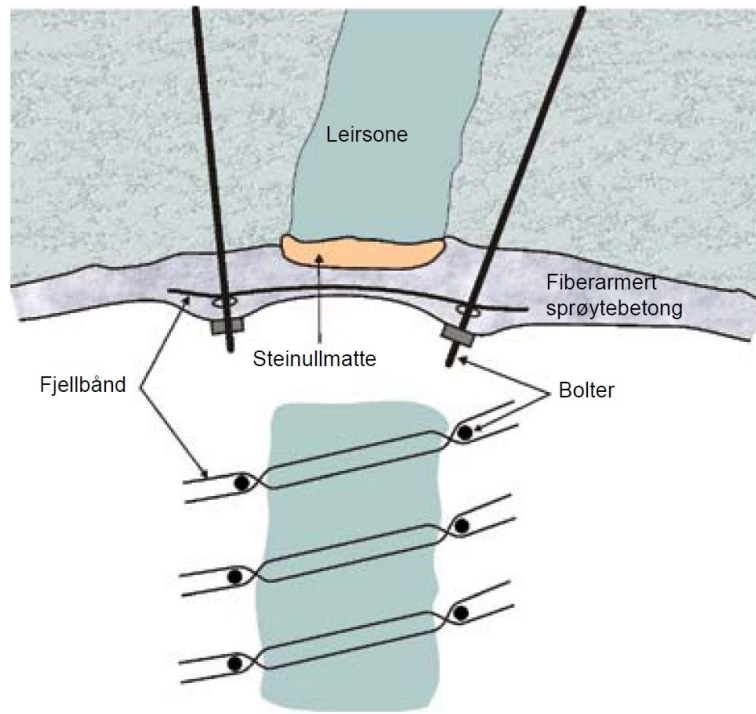
Figur 20.: Betongutstøyping i Bogna Kraftverk. Fotograf: Thomas Stormoen.



Figur 21.: Oppsprekking av betong som følge av høgt svelletrykk i Bogna Kraftverk. Fotograf: Thomas Stormoen.

4.2.5 Sikring med elastisk materiale

Eit mindre utprøve sikringstiltak som kan vere godt egna for sikring av svakheitssonar med innhald av svelleleire er sikring med elastiske matter. Dette kan for eksempel vere steinull som ein legg mellom svakheitssona og sprøytebetongen eller betongutstøypinga. På denne måten kan ein hindre at svelleleira får setje eit svelletrykk direkte på sikringskonstruksjonen, og sikringa vil dermed bli meir robust (Sve et al., 2008). I Figur 22 er ein slik sikringskonstruksjon illustrert.



Figur 22: Eksempel på sikring med elastisk materiale (Sve et al., 2008).

5. E39 Kristiansand – Mandal

Prosjektet E39 Kristiansand – Mandal er ein del av Nye Veier sin utbygging av E39 Sørvest, mellom Kristiansand og Ålgard. Nye E39 skal blant anna vere eit tiltak for å forbetre trafiksikkerheita, og redusere reisetida. På strekninga mellom Kristiansand og Mandal er AF Gruppen totalentreprenør, og skal dermed bygge 19 km med ny firefelts motorveg med fartsgrense på 110 km/t. Den nye vegen mellom Kristiansand og Mandal er illustrert i raudt i Figur 23 (Nye Veier, 2021).



Figur 23: Nye E39 Kristiansand – Mandal (Nye Veier, 2021).

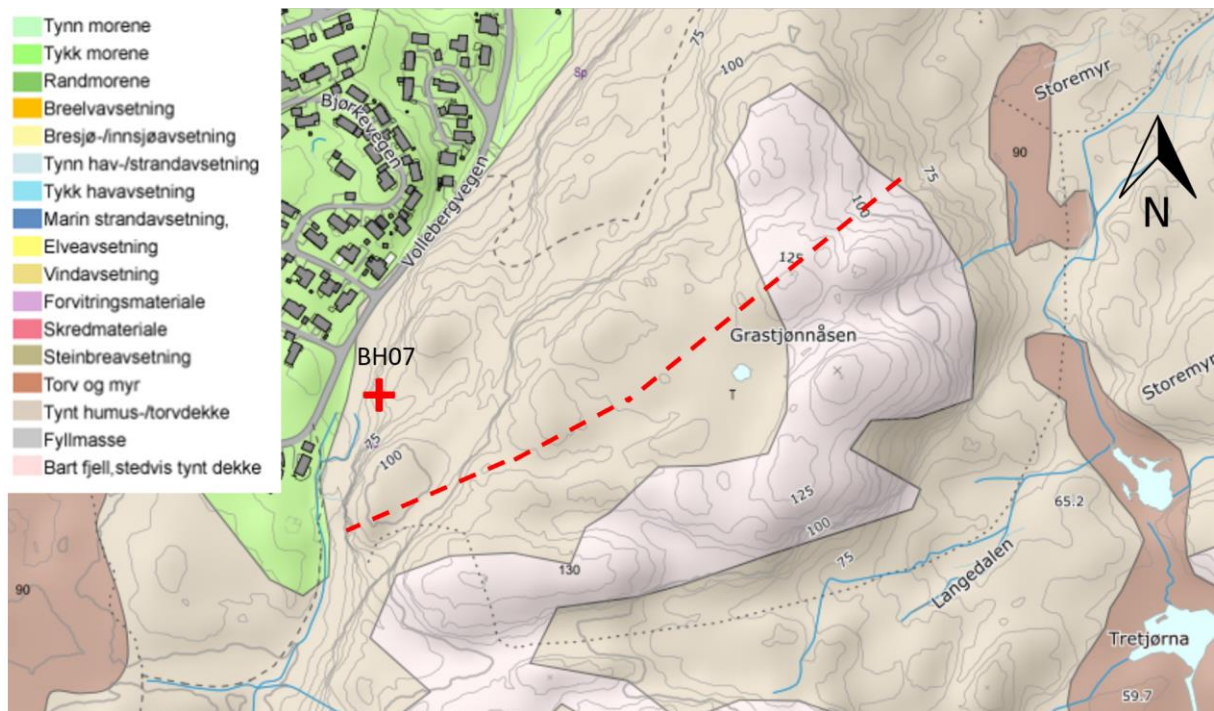
Det er totalt 5 tunnelar på prosjektet, der Vollebergtunnelen og Bruliheitunnelen er dei to siste tunnelane som blei driven, noko dei blei ferdige med i februar 2021. Heile prosjektet skal ferdigstillast i løpet av 2022. Vidare i oppgåva er det Vollebergtunnelen og Bruliheitunnelen det kjem til å bli sett på. Desse tunnelane ligg aust i prosjektet, der området er prega av busetnad, næringsområde i nord og friluftslivområde i sør. Begge tunnelane går under friluftslivområder (Rambøll og Sweco, 2017).

5.1 Vollebergtunnelen

Vollebergtunnelen går frå Stormyr i aust, gjennom Grastjønnåsen og til bustadområdet Volleberg i vest. Tunnelen er en to-løps tunnel med ei lengde på 600 meter, og har eit tverrsnitt på T10,5.

5.1.1 Grunnforhold

Det austre påhugget til Vollebergtunnelen ligg ved Stormyr, som er eit lågtliggende terreng med fleire myrområder. Derifrå går Vollebergtunnelen gjennom Grastjønnåsen som mot sør er avgrensa av den markante dalen Langedalen. I vest er påhugget etablert i ein bratt og høg bergvegg like ved bustadområdet Volleberg (Norconsult, 2019b).

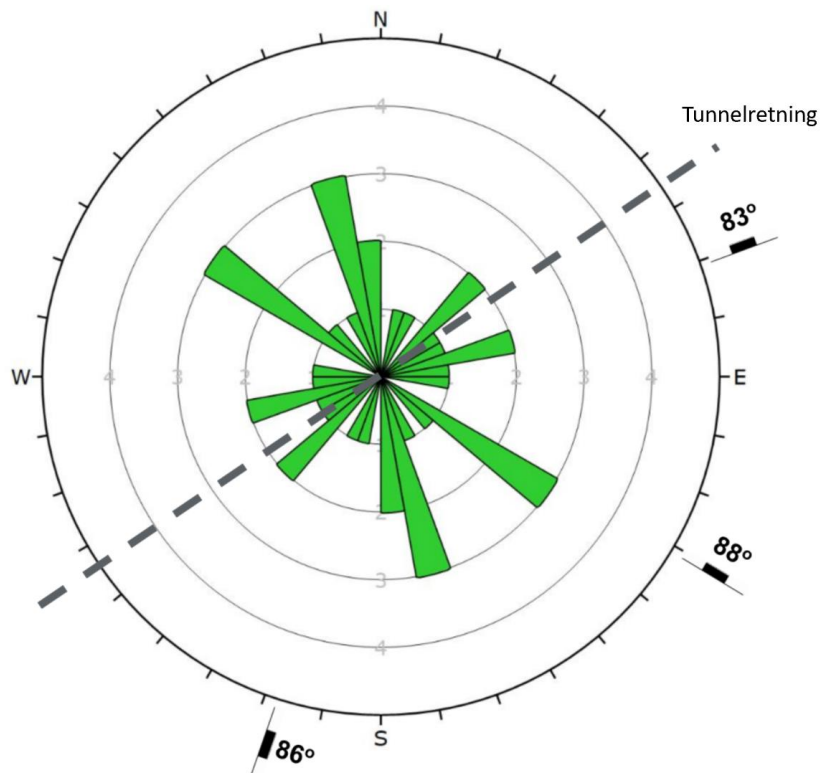


Figur 24: Kvartærgeologisk kart over området (NGU, 2021). Omtrentleg trasé for Volleberg tunnelen er illustrert med raud stipla linje.

I Figur 24 er tunneltraséen teikna inn i NGU sitt kvartærgeologiske kart. Området tunnelen går gjennom består hovudsakleg av tynt humus-/torvdekke eller bart berg. Ut i frå topografien som kjem fram frå figuren kan ein observere fleire forseinkingar i åsen som går i retning NØ-SV. Her kan ein anta at lausmassedekket til vere mektigare enn andre stadar. Grunnundersøkingar viser inntil 8 m med blaute organiske massar over eit område med faste friksjonsmassar over berget. Ved påhugga vil den største lausmassemektigheita vere på 3 m. Omtrentleg midt på Grastjønnåsen er det eit tjern som ikkje ligg langt i frå tunneltraséen, dette tjernet er tilknytt eit myrområde. Elles vil vegetasjonen på humus-/torvdekket hovudsakleg bestå av skog. Ovanfor det vestre påhugget går det eit myrdrag som vil kunne ha innverknad på tunneldrifta. Overdekninga til tunneltraséen er relativt god langs heile tunnelen, bortsett frå ved påhugget på austsida, der bergoverdekninga er noko mindre (Norconsult, 2019b).

Volleberg tunnelen går gjennom grunnfjellsbergartar tilhøyrande Agderkomplekset som igjen er ein del av det svekonorvegiske grunnfjellet (Norconsult, 2019b). Det svekonorvegiske fjellkjedebelte blei utvikla for rundt 1130 til 970 millionar år sidan, ved ein platekollisjon vest for det fennoskandiske skjoldet. Området har gjennomgått ein metamorf omdanning med høgt trykk og høg temperatur (Ramberg et al., 2013). Agderkomplekset består hovudsakleg av prekambriske djupbergartar som dominerast av granittar og gneisar. Meir spesifikt finn ein fin- til middelskorna, kvarts- og feltspatrike granittiske gneisar, samt amfibolittisk gneis, augegneis og spreidde innslag av pegmatittar. Det er ikkje noko utprega sulfidrike bergartar i området, men det kan førekomme sulfid i form av sulfidrike band i ulike gneisvariantar (Norconsult, 2019b).

Rambøll har under utarbeiding av reguleringsplan utført sprekkemålingar langs tunneltraséen. Norconsult har i etterkant føretatt supplerande kartleggingar langs traséen, samt ved påhuggsflatene. Det dominerande sprekkesettet i området har eit steilt fall hovudsakleg mot nord-nordvest, men stadvis også mot sør-søraust. Dette sprekkesettet definerer også orienteringa på dei fleste svakheitssonane i området. Det er også registrert eit spekkesett med stilt fall mot aust-søraust. Norconsult sin kartlegging av bergmassens detaljoppsprekking er presentert som ei sprekkerose i Figur 25 (Norconsult, 2019b).



Figur 25: Sprekkerose over sprekkemålingar langs traséen til Volleberg tunnelen. Orientering av tunneltraséen er illustrert med stipla linje (Norconsult, 2019b).

Klassifiseringa av bergmassekvaliteten i Volleberg tunnelen har blitt gjort ved hjelp av Q-metoden, både før og under driving. Det er antatt at tunnelen stort sett går gjennom bergmasse av god kvalitet, sidan blottingar visar ein massiv bergmasse og overdekninga generelt er god. Bergmassekvaliteten vil vere lågare i og rundt svakheitssonar. Nokre svakheitssonar kryssar tunnelen med låg vinkel, noko som vil medføre at sona vil få større innverknad på tunnellopa. Andre svakheitssonar vil derimot krysse tunnelen med stor vinkel, og for nokon av dei mindre svakheitssonene er det usikkert om dei vil vere utholdande nok til å influere på tunnelnivå (Norconsult, 2019b).

Volleberg tunnelen har generelt god overdekning langs traséen, med eit gjennomsnitt på 35 meter, og stadvis 50 meter med overdekning. Dermed vil det vere forventa moderate bergspenningar, gunstige spenningsforhold og relativt små utfordringar knytt til bergoverdekninga. Ved påhugg vest vil det

derimot kunne oppstå problem med kiledanning og blokkutfall sidan påhugget ligg rett under ein høg bergskrent med fleire steile gjennomgåande sprekkesett, samt ein del subhorisontale sprekker. I påhugg aust vil det derimot vere låge innspenningar som følgje av låg overdekning som vil kunne by på problem (Norconsult, 2019b).

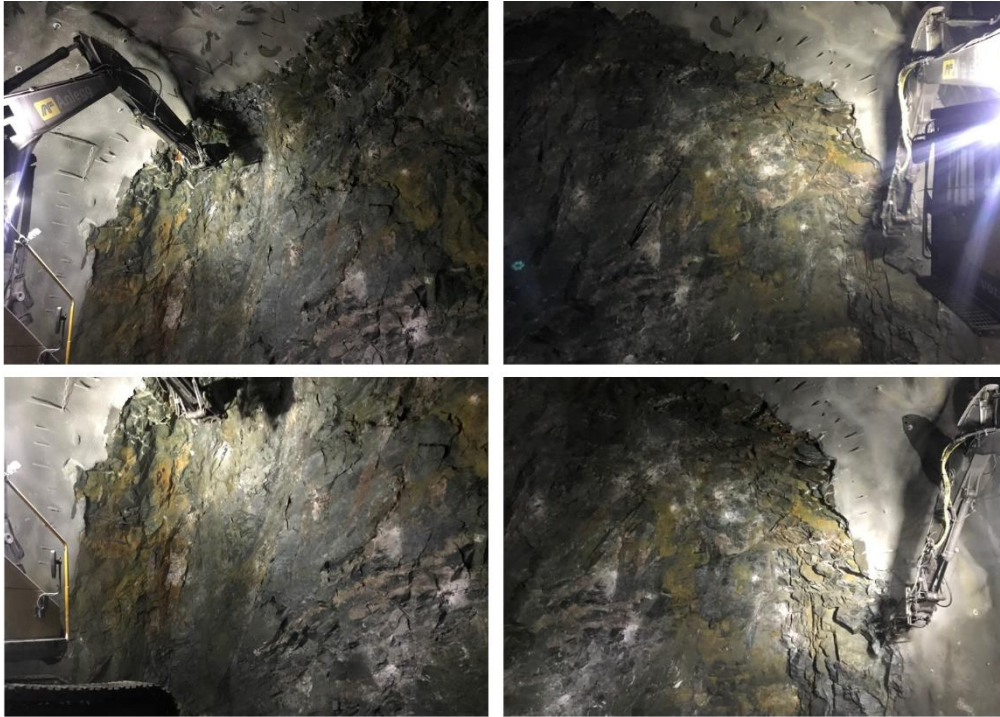
Volleberg tunnelen ligg under grunnvasspeilet, og dersom grunnvassnivået ligg tett opp til terrenget vil det kunne skape eit høgt grunnvasstrykk på tunnelnivå der overdekninga er på sitt høgaste. Ved foten av Grastjønnåsen har det blitt installert eitt hammerborehol 100 meter frå vestre påhugg, for kartlegging og overvaking av grunnvasstrykket i berget, BH07 i Figur 24. Mellom 28. mai 2019 og 03. september 2019 har grunnvassnivået variert mellom 0,15-0,65 meter under terrenget, noko som tyder på at grunnvassnivået ligg tett opp til terrengoverflata. Tunneltraséen går under Grastjønn og eit myrområde og ein lekkasje i tunnelen vil kunne medføre ein senking av grunnvassnivået i åsen (Norconsult, 2019b).

5.1.2 Svakheitssone med svelleleire

Området i Volleberg tunnelen som blir vurdert i denne oppgåva er ei svakheitssone som kryssar tunneltraseane på tvers og er ein kombinasjon av svakheitssonene som blir kalla V_09, V_10 og V_11 i Norconsult sin Prosjekteringsrapport (Norconsult, 2019b).

Svakheitssona kjem inn frå nord, som vil seie at den først er observert i høgre vegg på vestgåande løp. Ved pel. 3980 kjem det inn ei sone med sterkt forvittra fjell med innhald av leire. Sona kryssar tunnellopet og forsvinner ut i venstre vegg ved pel. 4005. Sona er også synleg i austgåande tunnellop der den kjem inn i høgre vegg ved pel. 4027 og forsvinner ut i venstre vegg ved pel. 4050. Området der svakheitssona kryssar vestgåande tunnellop har ein Q-verdi på mellom 0,21 - 0,75, mens Q-verdien ligger på mellom 0,69 - 2,9 i austgåande løp. Det vil seie at sona er vesentleg svakare i vestgåande løp enn i austgåande løp. Vidare i oppgåva er det vestgåande løp som kjem til å bli vurdert.

Det har allereie blitt gjennomført ein analyse av sleppemateriale i denne svakheitssona. Materialet stammar frå pel. 3984 i vestgåande løp. Resultata frå analysen som blei utført av SINTEF gir eit leirinnhald på 12%, ei frisvelling på 200% og eit svelletrykk på 0,33MPa (Voll, 2020). Det har blitt satt opp 15 sprøytebetongbogar mellom pel. 3977 til 4005.



Figur 26: Svakheitssona i Vollebergtunnelen, pel. 3996 - 4000.

Materialet analysert av underteikna blei henta november 2020 og stammar frå pel. 4000. Bilete av korleis berget frå pel. 3996 til 4000, samt stoffen materialet er henta frå er vist i Figur 26. I forbindelse med uttak av sleppemateriale, blei området mellom pel. 3996 til 4000 kartlagt av underteikna og det blei satt ein Q-verdi. Parametrane som inngår i Q-systemet og tilhøyrande Q-verdi for svakheitssona er presentert i Tabell 4.

Tabell 4: Utrekning av Q-verdi til svakheitssone i Vollebergtunnelen.

RQD: 50	J_r : 1,5	J_w : 1
J_n : 12	J_a : 8	SRF: 2,5
$Q = 0,31$		

5.2 Bruliheitunnelen

Bruliheitunnelen går frå Mjåvannhei under Grisetjørnane og ut mot den nordlege delen av Rossevannet. Tunnelen er ein to-løpstunnel med ei lengde på 925 meter, og har eit tverrsnitt på T10,5.

5.2.1 Grunnforhold

I Figur 27 er traseen til Bruliheitunnelen teikna inn i NGU sitt kvartærgeologiske kart. Tunnelen går gjennom to åsar, samt Grisedalen der ein blant anna finn fleire småtjern, myrer og bekkar. Ut ifrå det kvartærgeologiske kartet ser ein at området der tunneltraseen ligg vil variere mellom bart berg og tynt humus/torvdekke. Det er hovudsakleg god overdekning langs traseen og ved passering av åsane er

overdekninga opp mot 85 meter. Sør for Heftetjønn, der blant anna ein bekk kryssar tunneltraseen (sjå Figur 27) varierer lausmassetjukkuleiken og overdekninga har blitt berekna til å kunne gå ned mot 13 meter (Norconsult, 2019a).



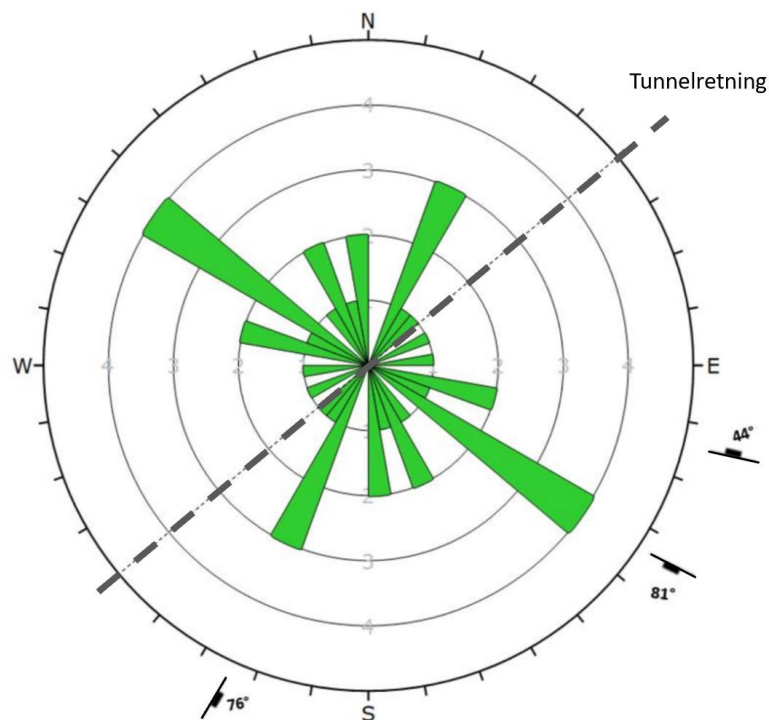
Figur 27: Kvartærgeologisk kart over området (NGU, 2021). Omtrentleg trasé for Bruliheitunnelen er illustrert med raud, stipla linje.

Bruliheitunnelen går gjennom prekambriske bergartar, som hovudsakleg består av ulike granittar og gneisar. Området er ein del av Agderkomplekset som igjen er ein del av det svekonorvegiske grunnfjellet (Norconsult, 2019a). Etter driving av tunnelen kan ein meir spesifikt seie at tunnelen går gjennom granittisk gneis, amfibolittisk gneis og augegneis. Det er hovudsakleg den granittiske gneisen og augegneisen som er mest dominerande. Desse var generelt raudlege, grovkorna og stadvis banda. Spreidde innslag av pegmatitt kom ein også borti.

Innslaga av bandgenisar og pegmatittar kan medføre at ein må handtere forureiningsmassar. Dette kjem av at dei respektive bergartane kan opptre med sulfidmineralisering, som kan utgjere ei kjelde for svovelsyredanning. Ved utvikling av reguleringsplanane til dette prosjektet har nokre bandgneisar tilhøyrande dette området blitt analysert, resultatata frå analysen viser til lågt innhald av sulfid (Norconsult, 2019a).

Under utarbeiding av reguleringsplanen har Rambøll utført sprekkemålingar ved påhuggsområdet. Norconsult har i prosjektrapporten gjennomført supplerande kartleggingar langs tunneltraseen og ved påhuggsflatene. Foliasjon og foliasjonsoppsprekking er hovudsakleg observert ved Grisedalen og har orientering fall/fallretning 23/230. Elles er det registrert eit sprekkesett med steilt fall sentrert mot SØ, eit sprekkesett med steilt fall mot SV, samt eit sprekkesett med fall på 40° mot NØ. Norconsult sin

kartlegging av bergmassens detaljoppsprekking er presentert som ei sprekkerose i Figur 28 (Norconsult, 2019a).



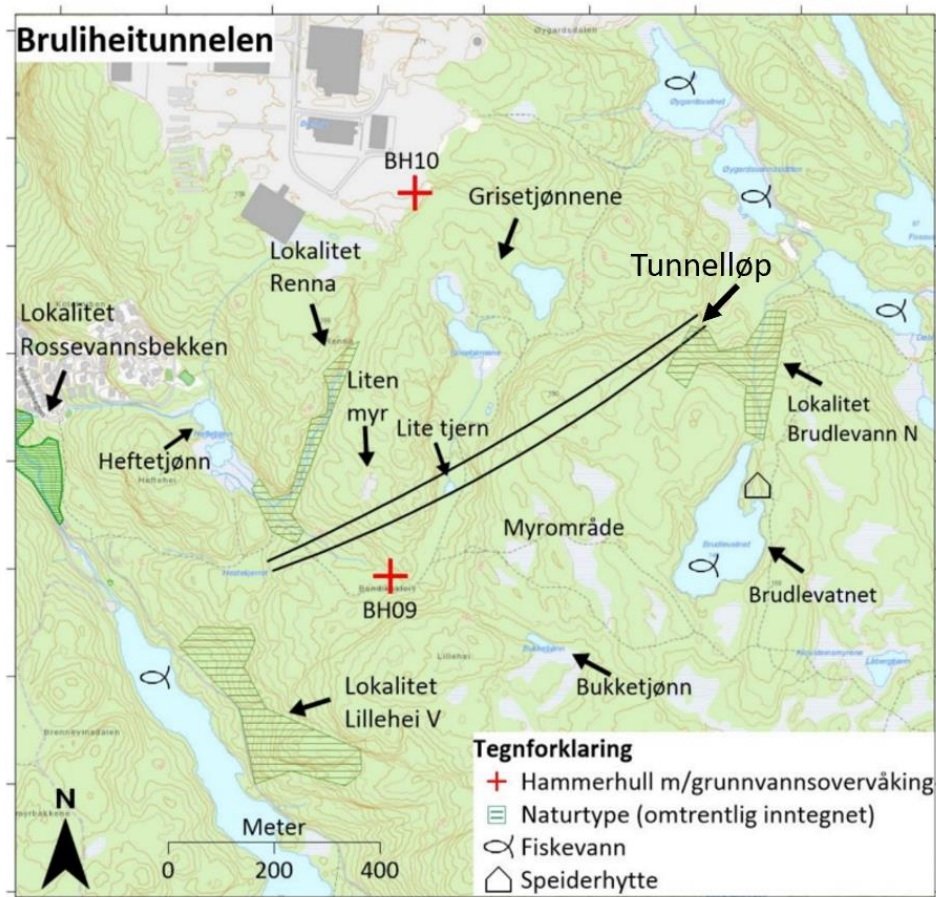
Figur 28: Sprekkerose over sprekkemålingar langs tunneltraseen til Bruliheitunnelen. Orientering på tunneltraseen er illustrert med stipla linje (Norconsult, 2019a).

Det er forventa at det førekjem svakheitssonar som følgjer myrdrag og små tjern i terrenget. I område ved Grisettjønnene har det blitt utført geofysiske grunnundersøkingar i tidleg fase av prosjekteringa. Etter å ha utført to kryssande resistivitetmålingar har det blitt kartlagt ein lausmassetjukkuleik på 8 meter midt i dalen som tilhøyrar Grisettjønnene. Grunnundersøkingane gir eit resultat som antydar at området rundt Grisettjønnene er ei svakheitssone sidan resistiviteten ligg på mellom 1000 og 2000 Ωm . Med ein so låg resistivitet vil ein mest sannsynleg ha vassførande sprekker (Rambøll, 2016).

Klassifiseringa av bergmassekvaliteten i Bruliheitunnelen har i likskap med Volleberg tunnelen blitt gjort ved hjelp av Q-metoden, både før og under driving. Etter ein synfaring i felt juli 2019, utført av Norconsult, er det antatt at tunnelen stort sett går gjennom bergmasse av middels god til god kvalitet. Dette sidan bergmassen hovudsakleg er massiv og stor-blokkig, med god overdekning. Bergmassekvaliteten er forventa å vere lågare i og rundt svakheitssonar. Dei fleste svakheitssonene kryssar tunneløpa med stor vinkel, noko som gjer til at sonene får avgrensa påverknad på tunneløpa utover breidda til sjølve sona. I dagen har svakheitssonene ei breidde på mellom 2-15 meter, og sidan det stort sett er god overdekning langs tunneltraseen, kan ein anta at sonene er mindre uthaldande på tunnelnivå (Norconsult, 2019a).

Overdekninga langs tunnellopet er hovudsakleg rekna som god, sidan mesteparten av tunnellopet har ein bergoverdekning på over 20 meter. Maksimal overdekning er anteke å vere 85 meter, noko som vil seie at ein mest sannsynleg ikkje vil få problem med høge spenningar i tunnelen. Nært vestre påhugg, sør for Heftetjønn, vil det derimot vere to søkk i terrenget. Her er overdekninga anslått til å vere ned mot 13 – 14 meter. Dette vil medføre låge innspenningar og ein kan få problem med blokkutfall (Norconsult, 2019a).

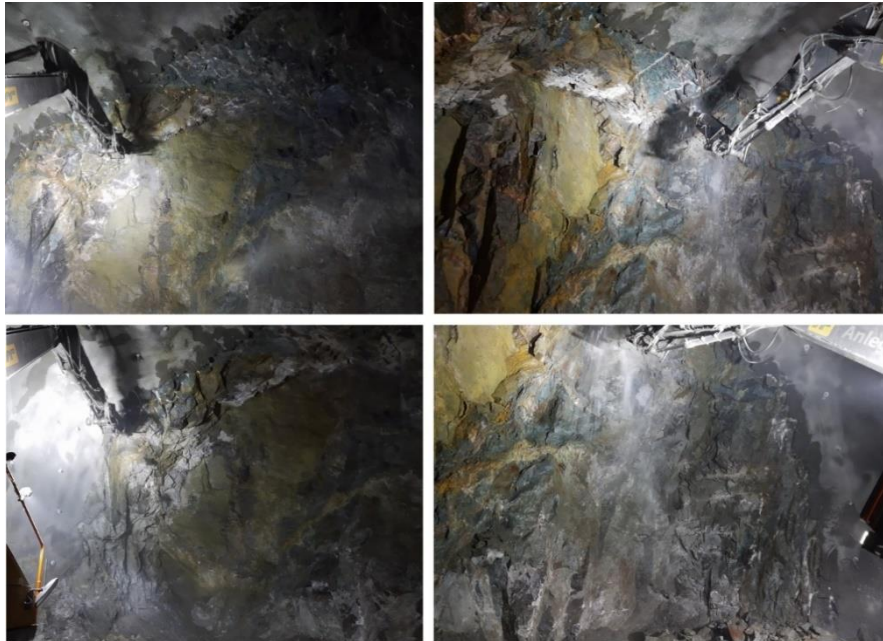
Bruliheitunnelen ligg under grunnvasspeilet, og i områder der overdekninga går opp mot 85 meter, vil det kunne oppstå eit høgt grunnvasstrykk på tunnelnivå. Det har blitt installert to overvakingsbrønner i nærleiken av tunnelen for å måle endringar i grunnvassnivå. Grunnvassnivået ligg på 113 moh ved BH09 og på 141,5 moh på BH10 sommaren 2019, sjå Figur 29 (Norconsult, 2019a). Tunnelen ligger på ca. 85 moh (hoydedata.no, 2021), noko som medfører at det vil kunne byggje seg opp ei vassøyle på over 50 meter.



Figur 29: Oversiktskart over Bruliheitunnelen med borehol for grunnvassovervåking (raudt) og naturtypar (Norconsult, 2019a).

5.2.2 Svakheitssone med låg overdekning

Området i Bruliheitunnelen som blir vurdert i denne oppgåva er svakheitssona som blir kalla B20 i Norconsult sin Prosjekteringsrapport. Her er det antatt ein overdekning på 13 meter på vestgåande løp og 14 meter på austgåande løp. Mektigheita på svakheitssona er antatt å vere på 6 meter (Norconsult, 2019a).

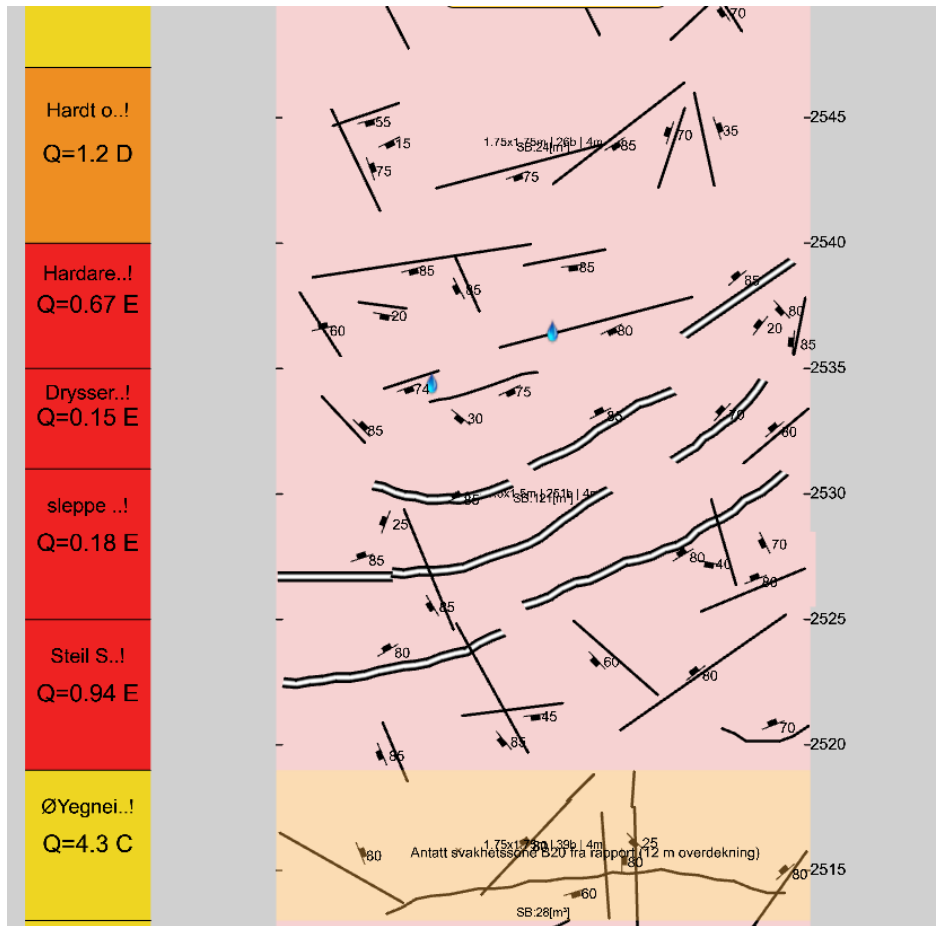


Figur 30: Svakheitssona i Bruliheitunnelen, pel. 2531-2535.

Svakheitssona kjem inn frå sør ved pel. 2522, kryssar tunnelprofilen og går ut igjen ved pel. 2540. Dette området opptre som eit søkk i terrenget. Ved kryssing av svakheitssona blei det utført kontrollmålingar av overdekninga, der lågaste overdekning blei målt til 8,6 meter. Svakheitssona har eit fall på rundt 80 grader mot vest. Elles består svakheitssona av svært oppsprukke og lite kompetent berg. Delar av svakheitssona er avbilde i Figur 30. Parametrane som inngår i Q-systemet og tilhøyrande Q-verdi for den omtalte svakheitssona er lagt ved i Tabell 5. Kartleggingar av svakheitssona i kartleggingsapplikasjonen Bever (levert av Bever Control AS (bevercontrol.com, 2021)) er presentert i Figur 31.

Tabell 5: Utrekning av Q-verdi til svakheitssone i Bruliheitunnelen, pel. 2531-2535.

RQD: 55	J_r : 1,5	J_w : 0,66
J_n : 9	J_a : 8	SRF: 5
$Q = 0,15$		



Figur 31: Kartlegging (utført i Bever) av svakhetssona i Bruliheitunnelen. Bokstavane til høgre for Q-verdien viser til bergmasseklasse.

6. Laboratorieundersøkingar

Det har blitt gjennomført både bergmekaniske testar og ødometerforsøk på materialet frå Brulihei- og Volleberg tunnelen i forbindelse med denne oppgåva. Einaksial kompresjonstest, braziltest, punktlasttest og test for lydastigheit har alle blitt utført etter *International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering* (ISRM) sine anbefalte metodar for testing av bergmasse (ISRM, 1978b, ISRM, 1979, ISRM, 1985). Ødometerforsøka har blitt utført etter *Laboratory Testing of Swelling Grouge from Weakness Zone – Principle and Recent Update* utarbeida av Mao et al. (2011a). Sidan tunneløpet ligg under grunnvassnivået, har alle bergmekaniske testar (bortsett frå lydastigheits-testen) blitt utført i vassmetta tilstand. Mange bergartar vil få ein signifikant reduksjon i styrke ved auka vassinnhald (Hoek og Brown, 1998), dermed vil ein ved å teste bergartseigenskapane i vassmetta tilstand få eit meir presist inntrykk av styrkeegenskapane. Alle testane har blitt utført på laboratoriet til IGP og SINTEF.

6.1 Einaksial kompresjonstest

Ved ein einaksial kompresjonstest finn ein hovudsakleg styrken til intakt berg. Etter å ha utført ein slik test, vil ein kunne finne einaksial trykkfastheit (UCS/σ_c), elastisitetsmodul (E) og Poissons ratio (ν) for bergarten. Testen har blitt utført på ein kjerneprøve av bergarten som er kappa og planslipt til ein rett sylinder, der lengda er $2,5 - 3,0 \cdot$ kjernens diameter (ISRM, 1979). Prøvestykket blir plassert i testkammeret til ein GCTS RTR-4000 bergpresse. Ekstensometer som er satt på prøven både diametralt og aksialt registrerer tøyinga kontinuerleg. Denne tøyinga blir plotta mot påført spenning i eit spenning-tøyingsdiagram. Prøven blir gradvis og kontinuerleg belasta i aksialretninga, fram til brot oppstår. Spenninga som blir påført er kontrollert av hastigheita til den radielle tøyinga. Einaksial trykkfastheit kan lesast direkte av spennings-tøyingsdiagrammet, vil vere største påførte last før brot og er gitt av likning [6-1]

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \quad [6-1]$$

der P = maksimal last
 A = tverrsnittareal

Elastisitetsmodulen (E), også kalla Youngs modulus, og Poissons ratio (ν) kan reknast ut på fleire måtar. I denne oppgåva har tangentmetoden blitt brukt, der ein tek utgangspunkt i ein bestemt prosentdel av bergartsstyrken. I dette tilfellet er ein spenningsituasjon på 50% av bergartens einaksiale kompresjonsstyrke (UCS) nytta. Elastisitetsmodulen og Poissons ratio kan då reknast ut i frå likning [6-2] og [6-3].

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon_a} \quad [6-2]$$

$$\nu = -\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} \quad [6-3]$$

der σ = aksial spenning

ε_a = aksial tøyning

ε_r = radiell tøyning

(ISRM, 1979).

6.2 Lydhastighet

Lydhastigheita (p-bølgjehastigheita) til bergarten vil vere med på å gi info om bergarten og oppsprekkinga i den. Ein høg hastighet vil indikere at bergarten er kompakt, mens ein låg hastighet tilseier at ein har med ein porøs bergart å gjere. Sprekker og foliasjon vil også påverke lydhastigheita, dess meir vinkelrett sprekkene og foliasjonen ligg på lydretninga, dess meir vil hastigheita bli redusert. Testen blir utført på dei same borkjernane som ein nyttar i einaksial kompresjonstest. Ultralydgele blir påført på begge endane av prøvestykket før det blir plassert mellom sendar og mottakar på ein seismisk sendar for å minimere luft mellom sendar/mottakar og prøvestykket. Den seismiske sendaren sender trykkbølgjer på 54 kHz gjennom prøven og registrerer gangtida, t_p . Denne gangtida nyttast til å berekne bergartens lydhastighet, v_p , ved hjelp av likning [6-4]:

$$v_p = d/t_p \quad [6-4]$$

Der d er lengda på borkjernen/prøvestykket (ISRM, 1978a).

6.3 Punktlasttest

Ved å gjennomføre ein punktlasttest vil ein finne punktlastindeksen $I_{s(50)}$ til klassifisering av bergartens styrke. Testen blir utført på eit borkjernestykke som blir plassert i ein manuell punktlastpresse. Der blir prøvestykket påført ei belastning som aukar kontinuerleg fram til brot. All belastning går gjennom to punkt, og brotet må inntreffe mellom desse punkta for at testen skal bli godkjent.

For å avdekke eventuell anisotropi, har det blitt gjennomført både diametral- og aksialtest. Diametraltesten utførast på tvers av sylindren, mens aksialtesten utførast gjennom sylindrens akse. Brotlasta er lasta som blir påført prøvestykket ved bort og nyttast til å berekne punktlastindeksen som igjen gir trykkstyrken og anisotropien. Punktlastindeksen, I_s , kan bereknast ut i frå likning [6-5]

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad [6-5]$$

der P = brotlast

D_e^2 = ekvivalent kjernediameter (ulik for diametral og aksial test)

Den ekvivalente kjernediameteren vil variere avhengig av om ein utførar ein diametraltest eller aksialtest, og er gitt ved:

Diametraltest: $D_e^2 = D^2$

Aksialtest: $D_e^2 = \frac{4}{\pi} * W * D$

For diametraltesten vil D vere diameteren på kjerneprøva, mens for aksialtesten vil W vere diameteren på kjernen og D avstanden mellom belastningspunkta. For å få eit betre inntrykk av punktlaststyrken til ein bergart korrigerer ein ofte punktlastindeksen. På den måten vil ein får ein indeks tilsvarande resultatet av ein diametraltest av ein kjerneprøve med $D = 50$ mm, og resultatata blir enklare å samanlikne. Ein vil då få punktlastindeksen, $I_{s(50)}$, likning [6-6]. Denne korrigeringa gjerast ved hjelp av korreksjonsfaktoren F , likning [6-7].

$$F = \frac{D_e^{0.45}}{50} \quad [6-6]$$

$$I_{s(50)} = F * I_s \quad [6-7]$$

Ved utrekning av ein gjennomsnittleg punktlastindeks, $I_{s(50)}$, fjernast dei to høgaste og dei to lågaste verdiane dersom ein har meir enn 10 verdier. Ved mindre enn 10 verdier fjernast den største og den lågaste verdien.

Dersom ein har ein anisotrop bergart kan ein rekne ut ein anisotropiindeks, $I_{a(50)}$. Her vil det då vere viktig å ha utført punktlasttestar både parallelt og vinkelrett på svakheitsplana i bergarten. Anisotropiindeksen er gitt ved likning [6-8] (ISRM, 1985)

$$I_{a(50)} = \frac{I_{s(50) \perp}}{I_{s(50) \parallel}} \quad [6-8]$$

$$\sigma_c = k_{50} * I_{s(50)} \quad [6-9]$$

Punktlasttestar kan også nyttast til å finne einaksial trykkfastheit, som vist i likning [6-9] ved hjelp av ein korrelasjonsfaktor, k_{50} . Korrelasjonsfaktoren kan bestemmast ut i frå Tabell 6 (ISRM, 1985, Palmstrøm, 1995).

Tabell 6: Føreslegne verdiar for k_{50} , avhengig av styrken til bergarten. Tabellen er lagd etter Palmstrøm (1995).

σ_c (MPa)	I_{s50} (MPa)	k_{50}
25 – 50	1,8 – 3,5	14
50 – 100	3,5 – 6	16
100 – 200	6 – 10	20
> 200	> 10	25

6.4 Braziltest

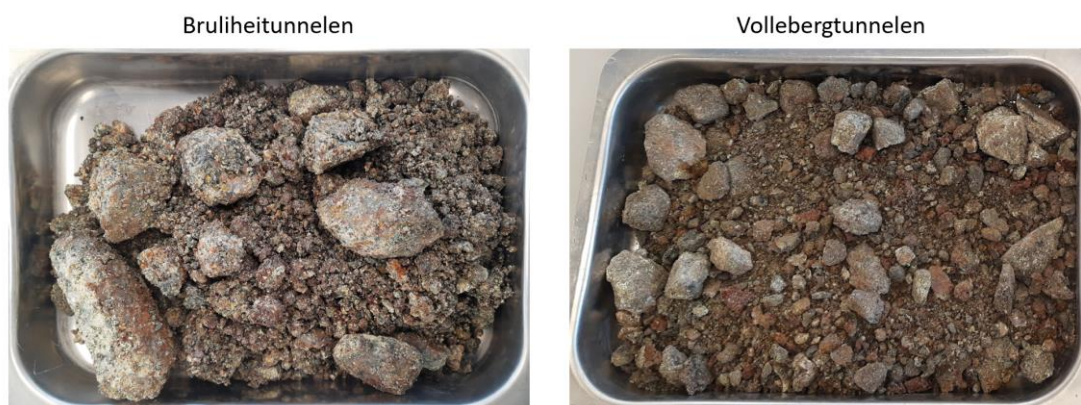
Braziltest er ein testmetode nytte til å indirekte finne strekkstyrken (tensilstyrken) til ein bergart. Testen blir utført på kjernebora sylindrar som blir plassert diametralt mellom to stålkjevar som er kopla til ein manuell hydraulisk jekk. Prøvestykkane blir påført ein kontinuerleg aukande belastning som induserer strekkspenningar fram til prøven går i brot og splittast. Strekkstyrken, σ_t , kan bereknast ut i frå likning [6-10]

$$\sigma_t = \frac{2}{\pi} * \frac{P}{Dt} \quad [6-10]$$

der P er påført last ved brot, D er prøvens diameter, og t er prøvens tjukkleik (ISRM, 1978b).

6.5 Preparering av sleppemateriale

Svelletrykket til sleppematerialet er hovudsakleg gitt av leira i materialet. Dermed må materialet først gjennomgå ein preparering, der ein skil ut den delen av materialet med kornstørrelse < 20 μm . I denne oppgåva har det blitt tatt ut materiale med kornstørrelse < 20 μm , samt materiale med kornstørrelse over 20 μm og 5 mm. Etter Mao et al. (2011a) blir svelletrykket til eit sleppemateriale bestemt av leirfraksjonen (materialet < 20 μm). I denne oppgåva har det også blitt utført ødometertest på alt materiale under 5 mm. Dette er gjort som vidare studie frå prosjektoppgåva til underteikna (Kalhagen, 2020).



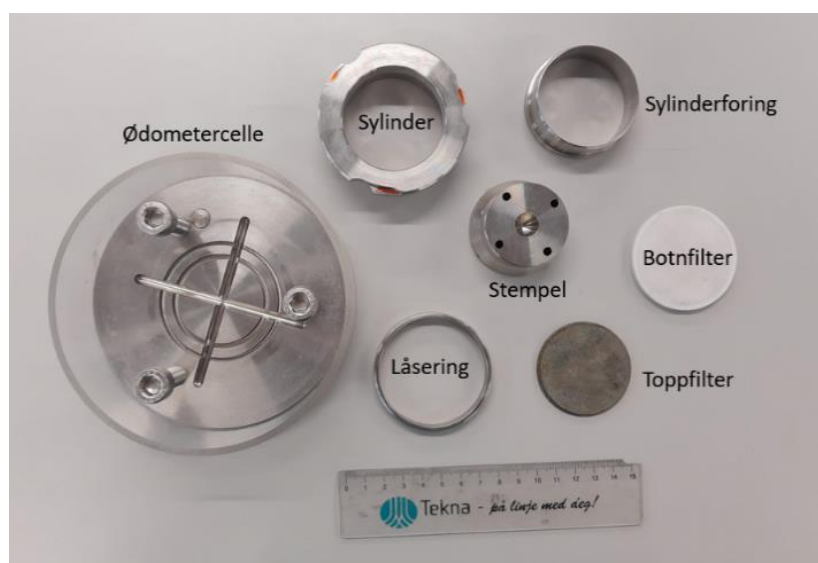
Figur 32: Sleppemateriale til Bruliheitunnelen og Volleberggtunnelen før våtsikting.

Metoden våtsikring har blitt nytta til å skilje materiale i dei ulike fraksjonane. Sleppematerialet henta frå Bruliheitunnelen og Volleberggtunnelen, Figur 32, blir først lagt i bløyt, slik at materialet får moglegheita til å løysast opp. Det er viktig at alt materialet blir bløytt opp, og dersom ein har klumpar med leire skal desse løysast opp for hand. Etter at alt materialet er løyst opp, skal materialet siktast. Dette har blitt gjort med platesikter på 16 mm, 11,2 mm, 8 mm og 4 mm, og deretter med trådsikter på 2 mm, 1 mm, 500 μm , 250 μm , 125 μm , 63 μm og 20 μm . Det er viktig å få med seg alt materiale som skal vidare mellom kvar sikting. Dette gjerast ved å nytte ei sprutflaske med destillert vatn til å vaske partiklane for finstoff. Materialet blir sortert i glasskårar, der ein skil mellom dei ulike fraksjonane, og satt til tørking i eit tørkeskap på 40°C.

Når alt vatnet har fordampa blir materialet som er igjen skrapa ut av skålene, lagt i posar og vege. Dette for å kunne rekne ut kor stor del av alt sleppemateriale for eksempel leirfraksjonen utgjør. Materialet < 20 μm (leira) blir etter tørking mølla opp igjen ved hjelp av ei porselensmølle. Materialet som er mellom 20 μm og 5 mm har blitt splitta og knust ned før testing i ødometer.

6.6 Ødometertest

For å finne svelletrykket til sleppematerialet, har det blitt gjennomført ødometertestar. Sjølvve testen blir utført på 20 gram med leire frå sleppematerialet. Materialet blir pakka i eit sylindrisk kammer i ein ødometercelle. Dette kammeret er bygd opp av delane i Figur 33, der botnfilteret, som er lagd av porselen, er plassert i botnen. På denne måten vil vatnet kunne trengje inn til leira, utan at ein må endre volumet til testcella. Det er viktig at materialet blir komprimert og avretta før ødometercella blir plassert i ødometerapparatet. Apparatet er vist i Figur 34, der dei ulike komponentane på apparatet er nummerert og forklart.



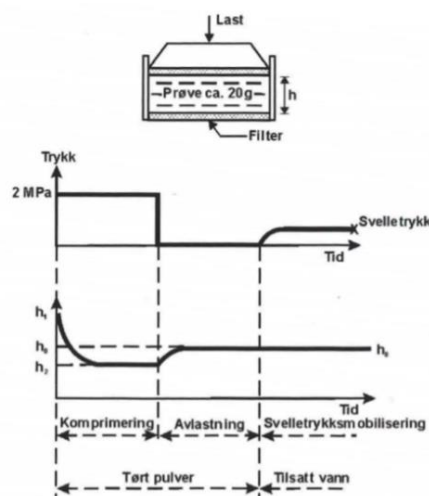
Figur 33: Utstyr til ødometercelle.



Figur 34: Ødometer satt til komprimering til venstre, og svelling til høyre.

I Figur 34 er 1) balansearm med størrelse på 1:10, 2) høydemålar med sensitivitet på 1 μm , 3) høydejusteringshjul, 4) ødometercelle, 5) ståltallerken, 6) vektstangarm, 7) vekter, 8) kraftring, 9) induktiv følar, 10) steppmotor og 11) dataprogram med kontinuerleg logging.

Ødometercella blir plassert på ein ståltallerken som er kopla til den korte delen av balansearmen. Over ødometercella blir det montert ein høydemålar som kontinuerleg måler høgda på prøven. På denne måten vil ein kunne kontrollere om volumet i ødometercella aukar, minkar eller blir halden konstant. I ein ødometertest prøver ein på best mogleg vis å simulere dei forholda sleppematerialet/leira opplever in-situ. Dette gjerast blant anna ved at ein først komprimerer materialet i 24 timar før det blir satt til avlastning i to timar. På denne måten får ein simulert ein situasjon der materialet først ligg komprimert inne i berget, før det blir avlasta etter sprenging. Først etter dette blir materialet satt til svelling. Under dette steget blir volumet heldt konstant, og ved å logge krafta apparatet må bruke for å halde volumet konstant, kan ein berekne svelletrykket til materialet. Dette skal simulere svelletrykket ei svakheitssone vil kunne opparbeide seg mot ein sikringskonstruksjon. Trykk- og høgdeutviklinga til testmaterialet ved komprimering, avlastning og svelling er gitt i Figur 35.



Figur 35: Prinsippkisse for trykk- og høgdeutvikling under eit ødometerforsøk (Broch og Nilsen, 1999).

Under komprimering av prøven blir fire lodd, kvar på 10 kg, plassert på vekstangarma. Ødometercella har eit sylindereareal på 20 cm², og saman med lodda på totalt 40 kg vil dette gje ein teoretisk kompresjonsspenning på 200 t/m². Etter 24 timar blir lodda fjerna og prøven satt til avlasting. I Figur 35 er det illustrert korleis høgda (dermed også volumet) på prøven endrar seg under komprimering og avlasting. Etter 2 timar med avlasting blir prøvehøgda lest av, det vil på dette tidspunktet vere viktig å ikkje komprimere prøven ytterlegare i forsøket, sidan det vil forstyrre resultata og testen vil ikkje bli samanliknbar med andre testar. Vidare blir vektstangarmen kopla til ein kraftring, som det blir montert ein induktiv følar til, dette for å halde volumet konstant og registrere endringar i høgde/krefter. Til slutt blir prøven satt til svelling ved å tilføre vatn i ødometercella. Prøven skal stå til svelling i minimum 24 timar. Svelletrykket blir logga kontinuerleg og kan hentast ut i etterkant.

6.7 Resultat

Det har blitt gjennomført bergmekaniske testar på tre ulike bergartsprøvar. Den eine bergartsprøven tilhøyrar Volleberg tunnelen, mens det for Bruliheitunnelen er ein grovkorna, og ein finkorna bergartsprøve. Alle bergartsprøvane er henta frå dagen, omtrentleg over tunneltraséane. Dette speglar seg i at delar av prøvane er påverka av forvitring. Den grovkorna bergartsprøven frå Bruliheitunnelen er tydeleg foliert, mens den finkorna er meir homogen. Bergartsprøven frå Volleberg tunnelen var relativt liten, og har blei det berre nok materiale til å gjennomføre punktlasttest. Under Braziltestane har prøvematerialet frå Bruliheitunnelen blitt delt inn i finkorna, fin/grovkorna og grovkorna bergartsprøve. Noko som blei gjort fordi overgangen mellom ein finkorna og grovkorna bergartsprøve ikkje alltid var like klar.

6.7.1 Einaksial trykkfastheit

Resultata frå dei einaksiale testane er presentert i Tabell 7. Det er totalt gjennomført 12 testar, der 8 er av den finkorna granittiske gneisen, mens dei 4 siste er av den grovkorna granittiske gneisen. Oversikt over resultata frå dei ulike testane er lagt ved i Vedlegg A-14. Både den finkorna og den grovkorna granittiske gneisen representerer Bruliheitunnelen.

Tabell 7: Gjennomsnittleg UCS, E-modul og Poissons Ratio, med standardavvik i ().

	UCS [MPa]	E-modul [GPa]	Poissons Ratio
Finkorna	79,1 (10,45)	25,8 (3,95)	0,42 (0,07)
Grovkorna	34,2 (7,73)	10,4 (3,10)	0,51 (0,12)

Den grovkorna bergarten var foliert, og tre av fire kjerneprøver gjekk i brot langs foliasjonsplanet på 60°. Figur 36 viser tre av dei finkorna borkjernane etter at dei har gått i brot, i tillegg til dei fire grovkorna kjernane etter brot.



Figur 36: Eit utval av kjerneprøvar etter at dei har gått i brot. Finkorna til venstre, grovkorna til høgre.

6.7.2 Lydhastigheit

Det har blitt utført lydhastigheitsmålingar på alle UCS-prøvestykke. Det er i alt 12 prøvestykke, der 8 av dei er finkorna, og 4 grovkorna. Gjennomsnittleg hastigheit for dei finkorna og grovkorna prøvestykke er presentert i Tabell 8. Lydhastigheita til granittisk gneis utan oppsprekking ligg normalt på rundt 5000 m/s (Elvebakk, 2011). Resultata frå dei ulike testane er lagt ved i Vedlegg A-15.

Tabell 8: Gjennomsnittleg lydhastigheit og standardavvik.

	Gjennomsnittleg hastigheit [m/s]	Standardavvik
Finkorna	3659,06	258,66
Grovkorna	2438,54	190,78

6.7.3 Punktlasttest

Gjennomsnittleg punktlaststyrke med standardavvik og anisotropi for bergartane er presentert i Tabell 9. For Volleberg tunnelen har det blitt utført seks diametraltestar og ti aksialtestar. For den grovkorna bergartsprøven til Bruliheitunnelen, kalla «Brulihei, grovkorna», har det blitt gjennomført fem diametral- og sju aksialtestar. For den finkorna bergartsprøven til Bruliheitunnelen, kalla «Brulihei, finkorna», har det blitt gjennomført tre diametral- og ni aksialtestar. Det blei berre gjennomført tre diametraltestar for Brulihei, finkorna. Dermed vil den gjennomsnittlege $I_{s(50)}$ for diametraltesten til Brulihei, finkorna avvike frå standarden, sidan den største og minste verdien ikkje har blitt fjerna. I Figur 37 er eit utval av prøvematerialet etter brot presentert. Ein oversikt over alle gjennomførte punktlasttestar er lagt ved i Vedlegg A-16.

Tabell 9: Gjennomsnittleg punktlaststyrke med standardavvik og anisotropi.

	Retning	Gj.snitt $I_{s(50)}$ [MPa]	Std.avvik $I_{s(50)}$	$I_{a(50)}$
Volleberg	Diametralt	4,98	0,64	1,21
	Aksialt	4,10	0,57	
Brulihei, grovkorna	Diametralt	1,99	0,09	1,54
	Aksialt	1,29	0,34	
Brulihei, finkorna	Diametralt	3,43	0,25	1,14
	Aksialt	3,00	0,35	



Figur 37: Prøvemateriale etter punktlasttest i aksialretning.

Sidan det ikkje var nok prøvemateriale frå Volleberg tunnelen til å gjennomføre test av einaksial trykkfastheit, har resultatane frå punktlasttesten blitt nytta til å estimere einaksial trykkfastheit. Dette har blitt gjort ved hjelp av korrelasjonsfaktoren, k_{50} . Ved hjelp av Tabell 6 blir k_{50} satt lik 16 for Volleberg tunnelen. Den einaksiale trykkfastheita (σ_c /UCS) som ein finn ved hjelp av punktlaststyrken må brukast med stor forsiktighet ved setting av inngangsparametrar for stabilitetsanalysar. Resultatet bør samanliknast med styrken til liknande bergartar i området. I likning [6-11] er den einaksiale trykkfastheita til prøvestykket i aksial retning berekna.

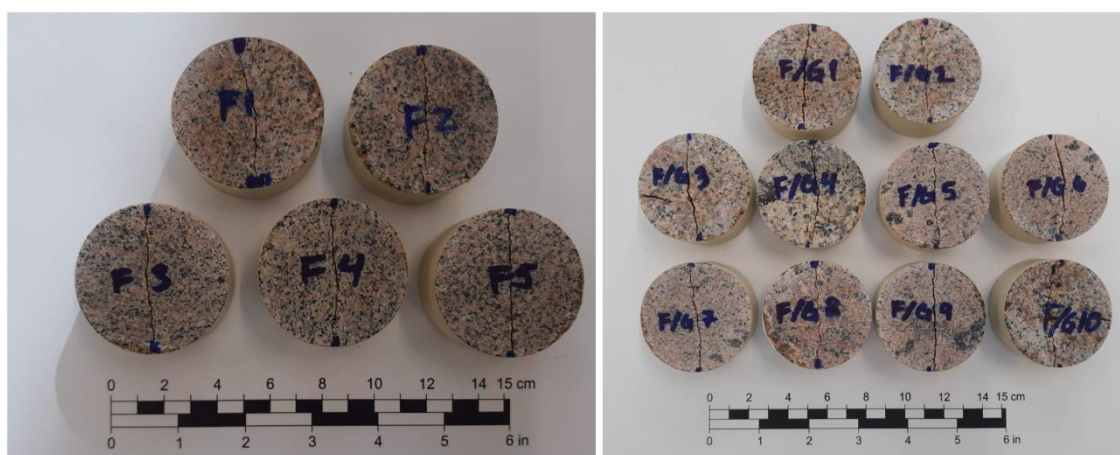
$$\sigma_c = k_{50} * I_{s(50)} = 16 * 4,10 = 65,6 \text{ MPa} \quad [6-11]$$

6.7.4 Braziltest

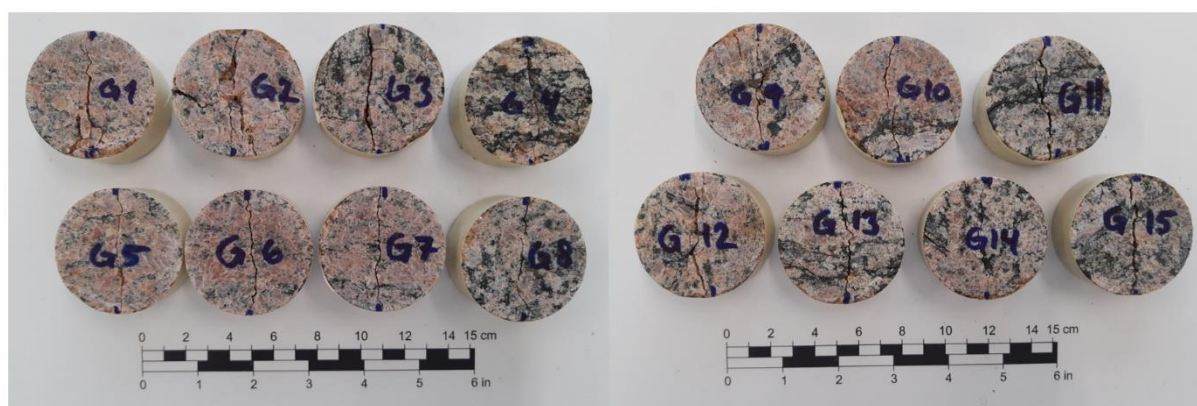
Resultatane frå braziltestane er presentert i Tabell 10. Det har blitt gjennomført fem braziltestar av den finkorna bergarten, ti av den fin/grovkorna bergarten der prøvestykket F/G10 er sett bort i frå på grunn av forvitring. Det har også blitt gjennomført 15 testar av den grovkorna, der den eine blei underkjent. I Figur 38 og Figur 39 er prøvestykka etter utført test presentert. Fullstendig oversikt over braziltestane er lagt ved i Vedlegg A-17.

Tabell 10: Gjennomsnittleg strekkstyrke og standardavvik.

	Gjennomsnittleg strekkstyrke [MPa]	Standardavvik
Finkorna	5,18	0,23
Fin/grovkorna	4,71	0,42
Grovkorna	3,22	0,70



Figur 38: Prøvestykker etter utført Braziltest. Finkorna til venstre og fin/grovkorna til høyre.



Figur 39: Grovkorna prøvestykke etter utført Braziltest.

6.7.5 Sleppemateriale

Vektfordeling av sleppematerialet frå Volleberg- og Bruliheitunnelen er presentert i Tabell 11.

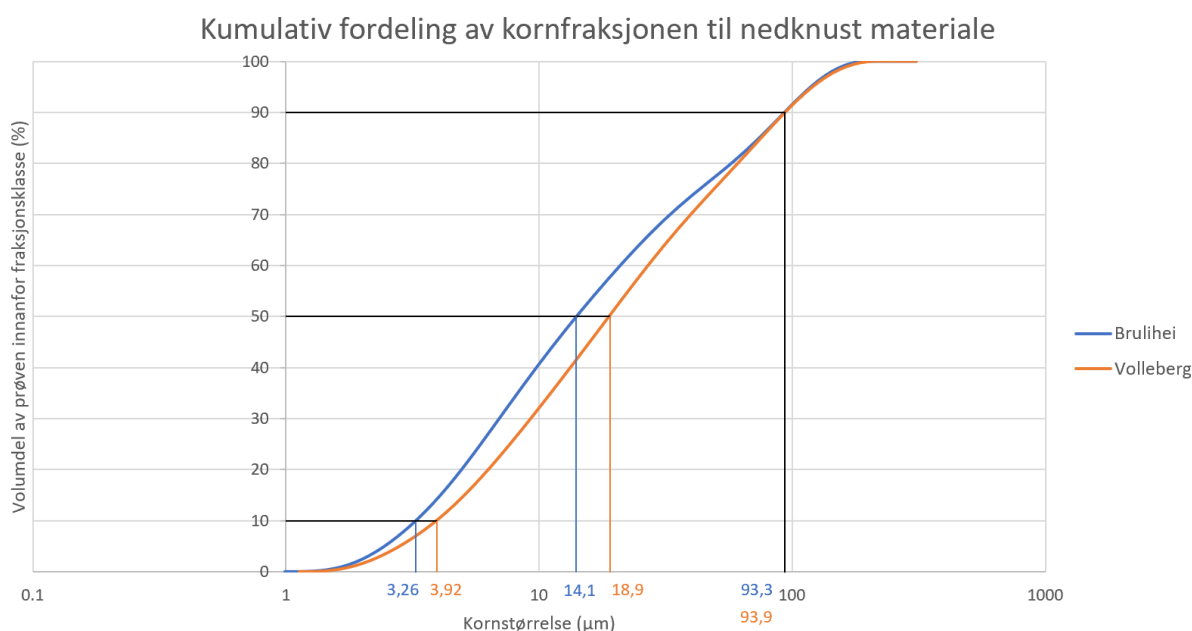
Tabell 11: Vekt av ulike fraksjonar av sleppematerialet.

	Volleberg tunnelen (gram // vektprosent)	Bruliheitunnelen (gram // vektprosent)
Vekt av alt materiale	865 g // 100 %	1288 g // 100 %

> 20 μm	795 g // 91,9 %	1208 g // 93,8 %
> 5 mm	278 g // 32,1 %	472 g // 36,7 %
< 5mm og > 20 μm	517 g // 59,8 %	736 g // 57,1 %
< 20 μm	70 g // 8,1 %	80 g // 6,2 %

Resultata frå tabellen over tilseier at 8,1% av sleppematerialet frå Volleberg er leire. For Bruliheitunnelen vil leira utgjere 6,2% av alt sleppematerialet. Av sleppematerialet < 5 mm vil leirfraksjonen utgjere 11,9% for Vollebergtunnelen og 9,8% for Bruliheitunnelen.

Materialet mellom 5 mm og 20 μm har blitt splitta og knust ned. Kornfordelinga av materialet etter nedknusing er presentert i Figur 40. Ut i frå grafen kan ein sjå at over 50% av materialet har ein kornstørrelse mindre enn 20 μm etter nedknusing.



Figur 40: Kornfordelingskurve frå laserdiffraksjon av nedknust materiale.

6.7.6 Ødometertestar

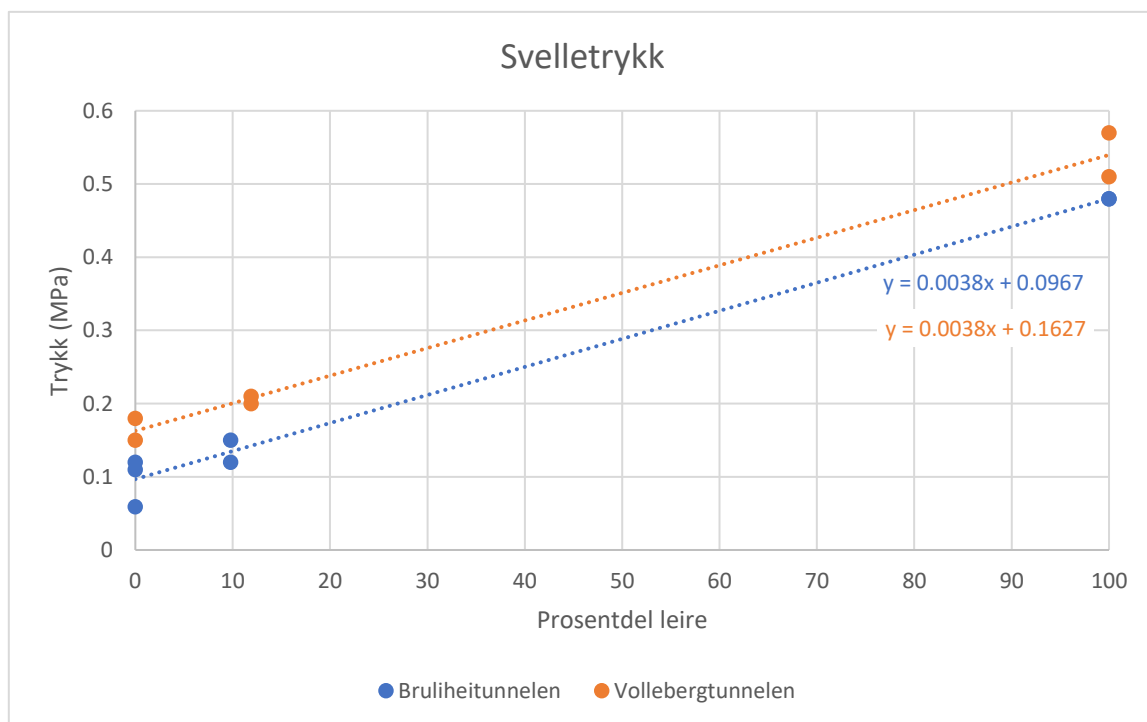
Materialet som har blitt testa er:

- Reint leirmateriale (tilsvarer 100% i Tabell 12)
- Sleppemateriale på mellom 5 mm og 20 μm , knust ned (tilsvarer 0% i Tabell 12)
- Blanding av dei to over, der blandingsforholda samsvarar med kor stor prosentdel dei ulike delane utgjer av alt sleppemateriale

Dette gjeld både for Volleberg- og Bruliheitunnelen. Det har blitt gjennomført sju ødometertestar for Bruliheitunnelen og seks ødometertestar for Vollebergtunnelen. Det har blitt utført dobbelt opp av kvar test, og supplert med ein ekstra test for nedknust materiale for Bruliheitunnelen, sidan dei to første resultatata var sprikande. I Figur 41 er svelletrykket plotta mot prosentdel leire. Resultata er også presentert i Tabell 12. Alle svelletrykkgrafane er lagt ved frå Vedlegg A-1 til A-13. Det er viktig å hugse på at 0% vil seie at prøvematerialet ikkje inneheld noko av leira frå sleppemateriale, men består av den delen av sleppemateriale med kornstørrelse mellom 20 µm og 5 mm. Dette materiale har blitt knust ned før testing, i Figur 40 er kornfordeling til det nedknuste materialet presentert.

Tabell 12: Resultat frå ødometerforsøk.

Bruliheitunnelen		Vollebergtunnelen	
Prosent leire	Svelletrykk (MPa)	Prosent leire	Svelletrykk (MPa)
100	0,48	100	0,57
100	0,48	100	0,51
9,8	0,15	11,9	0,21
9,8	0,12	11,9	0,20
0	0,11	0	0,18
0	0,06	0	0,15
0	0,11		



Figur 41: Svelletrykk plotta mot prosentdel leire.

7. Inngangsparametrar til analysane

Ein analytisk og numerisk analyse vil aldri kunne bli meir nøyaktig enn inngangsparametrane. Dersom desse er satt med stor usikkerheit, vil også resultatata bli unøyaktige. Dermed vil det vere viktig å bruke tid på å finne gode og representative parametrar.

7.1 Einaksial trykkfastheit, σ_c

For Bruliheitunnelen er det valt å nytte den einaksiale trykkfastheita (UCS-en) til den finkorna bergarten henta frå området over Bruliheitunnelen. Årsaka til at det er UCS-en til den finkorna bergarten som er valt, og ikkje den grovkorna, er fordi den er blitt vurdert til å vere mest representativ sidan den grovkorna er vesentleg meir dagpåverka og forvittra. Tunnelen ligg eit stykke under bakken, noko som tilseier at bergarten i det område ikkje vil vere like utsett for forvitring som den grovkorna bergarten. Dermed vil den finkorna bergarten med ein UCS på 79,1 MPa vere mest representativ for Bruliheitunnelen.

Det har ikkje blitt gjennomført ein einaksial trykkfastheitstest av bergarten tilhøyrande Volleberg-tunnelen på grunn av lite prøvemateriale. UCS-en kan derimot estimerast ut i frå resultatata til punktlasttesten ved hjelp av faktoren k_{50} . I likning [6-11] er dette estimatet utført, noko som gir ein UCS på 65,6 MPa for bergarten til Volleberg-tunnelen. Dette kan verke litt misvisande, sidan bergarten til Volleberg-tunnelen har ein høgare punktlaststyrke enn den finkorna bergarten til Bruliheitunnelen. I Tabell 9 er punktlaststyrken til bergarten tilhøyrande Volleberg-tunnelen 4,98 MPa i diametralretning og 4,10 MPa i aksialretning. Den finkorna bergarten til Bruliheitunnelen har ein punktlaststyrke på 3,43 MPa i diametralretning og 3,00 MPa i aksialretning. Sidan bergarten til Volleberg-tunnelen har høgast punktlaststyrke, tilseier dette at den også skal ha høgast UCS. Dermed blir det misvisande at UCS-en som ein får ut i frå likning [6-11] gir Volleberg-tunnelen ein lågare UCS enn det Bruliheitunnelen får i den einaksiale trykkfastheitstesten. Som nemnt tidlegare, skal ein UCS estimert ut i frå punktlaststyrken brukast med stor forsiktighet, dermed vil ein test av einaksial trykkfastheit på laboratoriet vere meir påliteleg. Bergartsprøven til både Volleberg- og Bruliheitunnelen er granittisk gneis, og berggrunnsgeologien er også elles ganske like to dei to tunnelane (sjå kap.5). Det er dermed valt å setje UCS-en for både Volleberg-tunnelen og Bruliheitunnelen lik UCS-en funne ved einaksial testing av den finkorna bergartsprøven tilhøyrande Bruliheitunnelen, dvs. $\sigma_c = 79,1$ MPa.

7.2 Barton-Bandis parametrane

For «Limit equilibrium analysis» og analysen i UnWedge må ein kjenne til dei dominerande sprekkesetta, samt parametrane som inngår i Barton-Bandis brotkriterium (likning [3-7] og [3-8]). Det vil seie JRC , JCS og φ_r , som er presentert i Tabell 13. Barton-Bandis kriteriet er blitt nytta til tross for at

sprekkene inneheld sleppemateriale, noko som eigentleg krevjar ein meir omfattande formel enn den presentert i kap. 3.1.2. Dette vil førar til ein usikkerheit som det er viktig å vere klar over.

Ruheitstal, JRC , kan estimerast ut i frå J_r som er satt etter kvar kartlegging av bergrommet. I Vedlegg B-2 er det lagt ved ein figur som er utarbeida av Barton og Bandis (Panthi, 2006). Denne kan nyttast til å estimere JRC ut i frå J_r . For området med låg overdekning i Bruliheitunnelen blei J_r satt til 1,5 under kartlegginga, som indikerer plane, ru sprekker. Ut i frå Vedlegg B-2 vil dermed JRC kunne setjast til 5 sidan det samsvarar med plane og ru sprekker. For Bruliheitunnelen og Volleberg-tunnelen i sin heilheit vil det også vere plane, ru sprekker som dominerer, dermed er JRC -verdien satt til 5 for desse tilfella også.

Einaksial trykkfastheit for sprekkaplana, JCS , vil vere lik einaksial trykkfastheit for bergarten, σ_c , når bergarten ikkje er forvitra (Nilsen og Palmstrøm, 2000). Både Volleberg- og Bruliheitunnelen har fleire sprekkesett og kan stadvis vere svært forvitra, dermed vil ein ikkje kunne setje JCS lik σ_c . I dette tilfellet vil ein derimot kunne seie at verdien til JCS vil ligge nært den einaksiale trykkfastheita til bergmassen, σ_{cm} . Maksimal JCS blir dermed satt lik σ_{cm} som er uttrykt ved likning [7-1] (Panthi, 2006).

$$\sigma_{cm} = \frac{\sigma_c^{1.5}}{60} \quad [7-1]$$

Med ein einaksial trykkfastheit på 79,1 MPa, vil den einaksiale trykkfastheita til bergmassen, og dermed også den einaksiale trykkfastheita til sprekkaplana, JCS , vere 11,7 MPa.

Den resiudale friksjonsvinkelen, φ_r , kan reknast ut i frå likning [3-8]. Men sidan det dessverre verken har blitt utført tilttest eller Schmidt-Hammer test på bergarten, blir dette vanskeleg. Sidan begge tunnelane har blitt kartlagt kontinuerleg ved hjelp av Q-metoden har φ_r blitt estimert ut i frå J_σ -verdien. Tabellen i Vedlegg B-3 har blitt nytta ved estimeringa (Panthi, 2006). Området med låg overdekning har ein J_σ -verdi på 8 (Tabell 5), og sidan det er påvist svelleleire i sona (Tabell 12) blir φ_r satt til 10. For Volleberg- og Bruliheitunnelen i sin heilheit vil ein i snitt ha ein J_σ -verdi på 3 og φ_r blir dermed satt til 22 ut i frå Vedlegg B-3.

Tabell 13: Parametrar nytta i Barton-Bandis kriteriet.

	Volleberg-tunnelen/ Bruliheitunnelen	Området med låg overdekning i Bruliheitunnelen
JRC	5	5
JCS	11,7 MPa	11,7 MPa
φ_r	22	10

7.3 Elastisitetsmodulen og Poissons ratio

E-modul, E , og Poissons ratio, ν , blir saman med einaksial trykkfastheit, σ_c , funne ved hjelp av laboratorieundersøkingar for både den grovkorna og den finkorna bergarten til Bruliheitunnelen. Sidan den finkorna bergarten er mest representativ for bergarten på tunnelnivå er det resultat frå denne som blir nytta i modelleringa. Som følgje av lite prøvemateriale frå Volleberg-tunnelen har E-modul og Poissons ratio ikkje blitt funne på laboratoriet for den bergarten. Sidan Volleberg- og Bruliheitunnelen er lokalisert i same område, og består av svært like bergartar, har verdiane for elastisitetsmodul og Poissons ratio i Volleberg-tunnelen blitt satt lik verdiane for Bruliheitunnelen. Dermed får begge tunnelane ein E-modul på $E = 25,8$ GPa, og ein Poissons ratio på $\nu = 0,41$.

7.4 GSI

GSI-verdien blir nytta til å finne Hoek-Brown parametrane i RS2-analysen. Det vil seie at det er svakheitssona i Volleberg-tunnelen som det skal setjast ein verdi for. GSI-en kan som tidlegare nemnt bereknast ved hjelp av RMR-verdien ut i frå likning [3-8], som igjen kan estimerast ut i frå samanhengane mellom Q-verdien og RMR-verdien gitt av Bieniawski og Barton i Tabell 2. I Tabell 4 finn ein Q-verdien til svakheitssona i Volleberg-tunnelen, som vil vere $Q = 0,31$. Dette vil gi ein RMR på 33,5 og 42,4 for høvesvis Bieniawski sin formel og Barton sin formel. Sidan RMR-verdien gitt frå Barton sin formel samsvarar med verdiane gitt i Tabell 2 er det valt å nytte denne formelen og ein får dermed $RMR = 42,4$. Vidare blir likning [3-8] nytta. Likninga forutset at parameteren for grunnvatn er satt til 15, noko som tilseier våt tilstand, men ikkje dryppande. Dette eignar seg godt for svakheitssona i Volleberg-tunnelen, sidan tunnelen er under grunnvasspeilet og J_w er kartlagt til 1, som vil seie tørt/nokon få drypp (sjå Tabell 4). GSI-verdien for svakheitssona i Volleberg-tunnelen vil dermed bli 37,4.

7.5 Hoek-Brown konstanten, m_i

Resultata ein set igjen med etter ein triaksial test kan nyttast til å berekne Hoek-Brown konstanten, m_i . Det har ikkje blitt gjennomført triaksiale testar for desse bergartane. Verdien for m_i er dermed satt ut i frå erfaringsdata. I Vedlegg B-4 er ein oversikt over Hoek-Brown konstantar for intakt berg gitt av Hoek (2007), og det har blitt tatt utgangspunkt i den ved val av parameter.

Sidan m_i inngår i generalisert Hoek-Brown kriterium er det Hoek-Brown konstanten for svakheitssona det vil vere nødvendig å finne. Bergarten i området er granittisk gneis, men sidan svakheitssona består av oppknust bergmasse, er det valt å sjå på sona som ein svak bergart og ikkje som granittisk gneis. Det har dermed blitt valt å setje $m_i = 6$, som er Hoek-Brown konstanten for den svake bergarten, skifer.

7.6 Forstyringsfaktoren, D

For å kompensere for skader berget har blitt påført etter sprenging er forstyringsfaktoren D nytta under estimeringa av parametrane som inngår i det generaliserte Hoek-Brown brotkriteriet. Volleberg- og Bruliheitunnelen er driven med boring og sprenging, og dersom sprengingane er perfekt kontrollert og ikkje har påført skade på omgivnaden ville det ikkje ha vore nødvendig med ein forstyringsfaktor. For både Brulihei- og Volleberg-tunnelen vil det ikkje vere realistisk å oppnå perfekt kontrollert sprenging. Dette kjem blant anna av at det er mange ulike skift som arbeidar med tunneldrivinga, kvaliteten på sprenginga vil dermed variere med erfaring og ferdigheiter frå tunnelarbeidar til tunnelarbeidar, og kvaliteten på sprenginga vil dermed variere. Sprengstoffet nytta under tunneldrivinga er slurry, som er eit vanngelsprengstoff som blir injisert inn i borrhola, noko som også vil gjere det vanskeleg å utføre nøyaktig og kontrollert sprenging. Desse faktorane fører til at tunnelprofilet vil vere påverka av riss og mindre sprekker som har blitt danna av sprenginga. Forstyringsfaktoren D vil ha ein verdi på 0 for perfekt kontrollert sprenging, der berget ikkje har tatt noko skade av sprenginga. Ved svært dårleg sprenging i hardt berg vil $D = 0,8$ (Hoek, 2007). Sidan tunnelane er i hardt berg, og sprengingskvaliteten vil variere, er det valt å nytte ein forstyringsfaktor på 0,5. Det er også viktig å ta i betraktning av berget berre vil vere påverka av sprenginga dei første 0,5 til 2 metrane frå konturen, og i denne oppgåva er det valt å avgrense området til 1 meter. Dermed vil bergmassen i den numeriske analysen i RS2 vere delt opp i to områder, der den første meteren frå tunnelopninga har ein $D=0,5$, mens i resten av bergmassen har ein $D=0$, sjå Figur 56.

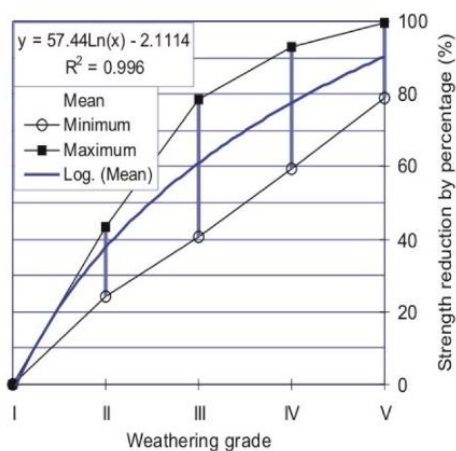
Tabell 14: Bergartsparmetrar nytta i analysen i RS2

	Verdiar for bergarten og svakheitssona i Volleberg-tunnelen
σ_c	79,1 MPa
E-modul	25,8 GPa
ν	0,41
GSI	37,4
m_i	6
D	0,5 // 0

7.7 Reduksjon av bergartsparmetrane grunna svakheitssone

I Tabell 14 er verdiane σ_c , E-modul og ν satt ut i frå intakt berg. For svakheitssona vil desse verdiane (bortsett frå ν) vere betydeleg redusert, sidan berget er knust ned og ein har svelleire til stades. Ein kan ved hjelp av forvitningsgraden til berget bestemme kor stor prosentdel σ_c og E-modulen vil bli

reduisert (Panthi, 2006). Samanhengen mellom forvittringsgrad og reduksjon i styrkeparametrar er presentert i Figur 42.



Figur 42: Reduksjon i styrke ut i frå forvittringsgrad (Panthi, 2006).

Dei ulike forvittringsgradane er definert i tabellen i Vedlegg B-5. Svakheitssona i Volleberg tunnelen er klassifisert til ein sikringsklasse 4, sona vil vere svak, men over halvparten av materiale vil ikkje vere nedbrote eller omgjort til jord. Dette tilseier at svakheitssona har ein forvittringsgrad lik 3 ut i frå Vedlegg B-5. Dermed vil både den einaksiale trykkfastheita og E-modulen bli redusert med omtrentleg 60%, basert på Figur 42. Med ein $\sigma_c = 79,1$ MPa for intakt berg, vil då einaksial trykkfastheit for svakheitssona bli $\sigma_c = 31,6$ MPa. Elastisitetsmodulen på 25,8 GPa, vil bli redusert til $E = 10,3$ GPa. GSI-en for svakheitssona er allereie estimert til 37,4 og Hoek-Brown konstanten m_i vil som tidlegare nemnt vere lik 6 for svakheitssona. Poissons forholdstal vil vere det same som for intakt berg. Alle bergartsparemetrane for svakheitssona er samla og presentert i Tabell 15.

Tabell 15: Bergartsparemetrar for svakheitssona.

Parametrar	Verdiar for svakheitssona i Volleberg tunnelen
σ_c	31,6 MPa
E	10,3 GPa
v	0,41
GSI	37,4
m_i	6
D	0,5 // 0

7.8 Residual-parametrar, Hoek-Brown parametrar og E-modul for bergmassen

For dei residuele parametrane som inngår i generalisert Hoek-Brown kriterium er det valt å nytte Cai et al. (2007). Den residuele GSI-en, GSI_r , kan bereknast ut i frå likning [7-2], som vil vere godt egna for berekning av residual GSI for dårleg bergmasse (Cai et al., 2007).

$$GSI_r = GSI \times e^{-0.0134 \times GSI} \quad [7-2]$$

Ved bruk av denne relasjonen er styrkeparametrane for intakt berg, dvs. σ_c og m_i , haldt konstant når bergmassen går i brot (Cai et al., 2007). Forstyringsfaktoren D vil også vere uendra. Dei residuele parametrane som inngår i generalisert Hoek-Brown kriterium er presentert i Tabell 16.

Tabell 16: Residual parametrar nytta i generalisert Hoek-Brown brotkriterium.

Residual parametrar	Verdiar
σ_c	31,6 MPa
GSI_r	22,5
m_i	6
D	0,5 // 0

Hoek-Brown parametrane blir berekna automatisk av programmet RS2 ut i frå GSI , m_i og D . E-modulen for bergmassen blir også nytta i analysen i RS2, og blir berekna av programmet. I Tabell 17 er både E-modulen for bergmassen og Hoek-Brown konstantane for bergmassen med sprengingsskade og utan sprengingsskade, samt tilhøyrande residual-parametrar presentert.

Tabell 17: Hoek-Brown parametrar og E-modul for bergmasse.

	Område med sprengingsskade	Residual	Område utan sprengingsskade	Residual
m_b	0,304	0,150	0,632	0,384
s	$2,37 \cdot 10^{-4}$	$3,25 \cdot 10^{-5}$	$9,12 \cdot 10^{-4}$	$1,92 \cdot 10^{-4}$
a	0,514	0,537	0,514	0,536
E_{rm}	676,2 MPa	333,1 MPa	1338,8 MPa	550,5 MPa

7.9 Spenningar

In-situ spennings situasjon for svakheitssona i Volleberg tunnelen blir nytta i analysen i RS2 og spennings situasjonen for området med låg overdekning i Bruliheitunnelen blir nytta i «Limit equilibrium analysis». Dermed vil det vere nødvendig å estimere spenningane for desse områda. Dei vertikale spenningane blir hovudsakleg bestemt av gravitasjonslastene. I Norconsult (2019b) sin

prosjekteringsrapport for Volleberg tunnelen er gjennomsnittleg overdekning satt til 35 meter. For det aktuelle området i Bruliheitunnelen er minste kartlagde overdekning 8,6 m. Det er tatt utgangspunkt i desse overdekningane ved utrekning av gravitasjonslaster og in-situ spenning. Den vertikale spenningane kan dermed bereknast ut i frå likning [7-3]

$$\sigma_v = \gamma h \quad [7-3]$$

der σ_v er den vertikale spenninga i MPa, γ er spesifikk vekt i MN/m³ og h er høgda i m. Den spesifikke vekta til bergartane i Volleberg tunnelen og Bruliheitunnelen er ikkje blitt funnen i laboratoriet. Det er dermed valt å nytte gjennomsnittleg spesifikk vekt for hardt berg, 0,027 MN/m³ (Hoek, 2007). Det vertikale trykket i svakheitssona i Volleberg tunnelen blir dermed 0,95 MPa etter likning [7-4] og 0,23 MPa for Bruliheitunnelen etter likning [7-5].

$$\sigma_v = 0,027 \times 35 = 0,95 \quad [7-4]$$

$$\sigma_v = 0,027 \times 8,6 = 0,23 \quad [7-5]$$

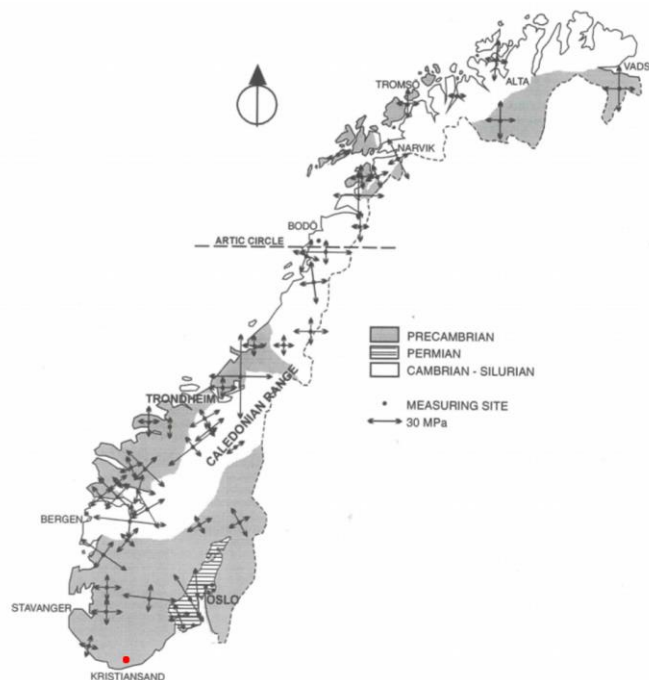
Det horisontale trykket må også setjast, men vil vere vanskeleg utan bergspenningmålingar. Derfor er det valt å nytte likning [7-6] som beskriver forholdet mellom vertikal spenning, σ_v , og horisontal spenning, σ_h , gitt av Panthi (2012).

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_v + \sigma_{tec} \quad [7-6]$$

I likning [7-6] er ν Poissons forholdstal og σ_{tec} bidraget frå dei tektoniske kreftene i området.

Figur 43 viser eit kart over spenningssituasjonen i Noreg, der ulike målingar av dei horisontale spenningane er lagt inn. Plasseringa til Volleberg tunnelen og Bruliheitunnelen er markert med ein raud prikk i kartet, og det er valt å ta utgangspunkt i nærmaste spenningssymbol for estimatet av dei tektoniske spenningane. Like ved Egersund er det gjennomført spenningmålingar som viser til omtrentleg like store spenningar i begge retningar. Dermed vil spenningssymbol sjå likt ut, uavhengig av korleis retning tunnelen er orientert, noko som vil seie at $\sigma_H = \sigma_h$, og ein treng ikkje å ta omsyn til dette

vidare i vurderingane. Basert på målestokken lagt ved til høgre for kartet, kan ein setje dei tektoniske spenningane til å vere omtrentleg 15 MPa i området rundt Volleberg- og Bruliheitunnelen.



Figur 43: Kart over bergspenningar i Noreg med retning og størrelse etter Myrvang (Nilsen og Palmstrøm, 2000).

Sjølv om dei tektoniske spenningane i området er estimert til å vere 15 MPa, vil ikkje det vere tilfellet for svakheitssonane. Svakheitssona i Volleberggtunnelen består hovudsakleg av oppknust materiale, er ein avlastingszone, og vil ha redusert kapasitet til å halde på spenningar. I ei svakheitssone av denne karakteren kan ein spenningskonsentrasjon oppstå på den eine sida av sona, mens sjølve sona vil vere avspent (Barton et al., 2015). Som følgje av dette er dei tektoniske spenningane i svakheitssona satt til 15% av originaltrykket for Volleberggtunnelen, dermed vil ein få $\sigma_{tec} = 2,25$ MPa. For Bruliheitunnelen der det aktuelle området er ei svakheitssone med svært låg overdekning er det valt å setje dei tektoniske spenningane til 10% av originaltrykket, og ein får då $\sigma_{tec} = 1,5$ MPa. I likning [7-7] og [7-8] er dei horisontale spenningane for omsynsvis Volleberggtunnelen og Bruliheitunnelen berekna.

$$\sigma_h = \frac{0,41}{1 - 0,41} * 0,95 + 2,25 = 2,91 \quad [7-7]$$

$$\sigma_h = \frac{0,41}{1 - 0,41} * 0,23 + 1,5 = 1,66 \quad [7-8]$$

Spenningsforholdet mellom horisontale og vertikale spenningar kan uttrykkast ved faktoren k som er gitt i likning [7-9]

$$\sigma_h = k\sigma_v \quad [7-9]$$

Dermed kan k reknast ut for omsynsvis Volleberggtunnelen og Bruliheitunnelen på følgjande måte:

$$k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{2,91}{0,95} = 3,06 \quad [7-10]$$

$$k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{1,66}{0,23} = 7,22 \quad [7-11]$$

I Tabell 18 og Tabell 19 er spennings situasjonen og spenningsforholdet presentert for Volleberg-tunnelen og Bruliheitunnelen.

Tabell 18: Spennings situasjon ved svakheitssona i Volleberg tunnelen.

Retning	Spenning (Volleberg tunnelen)
σ_v	0,95 MPa
σ_h	2,91 MPa
k	3,06

Tabell 19: Spennings situasjon ved svakheitssona i Bruliheitunnelen.

Retning	Spenninger (Bruliheitunnelen)
σ_v	0,23 MPa
σ_h	1,66 MPa
k	7,22

7.10 Sikring

I både UnWedge og RS2 kan ein installere sikring i form av boltar og sprøytebetong i modellen. For analysen i UnWedge er det blitt nytta boltar med eigenskapar satt til standardverdiar i programmet. Sprøytebetong har ikkje blitt nytta i den analysen.

I programvara RS2 har det blitt nytta både boltar og sprøytebetong som er gitt eigenskapar tilsvarande sikringen nytta i Volleberg- og Bruliheitunnelen, deriblant kombinasjonsbolten NC-Bolt M20 (Pretec, 2017). Svakheitssona i Volleberg tunnelen er sikra med systematisk bolting med ein bolteavstand på 1,5 meter, noko som samsvarar med Staten Vegvesen sine anbefalingar når ein er i sikringsklasse 4 (sjå Tabell 3). Det har blitt sikra med 3 meters boltar i veggane, og 4 meters boltar i heng og vederlaga. Boltane er både endeforankra og fullstendig innstøyt, har ein diameter på 20 mm, ein strekkapasitet på 200 kN og ei forspenning på omkring 40-60kN (Pretec, 2017). I RS2 vil boltane også vere gitt ein residual strekkapasitet på 10% av strekkapasiteten, det vil seie 20 kN, og ein E-modul på 200 GPa som er standard for stål. Bolteparametrane nytta i modelleringa er samla i Tabell 20.

Tabell 20: Bolteparametrar.

Parameter	Verdi
Avstand mellom boltar (c/c)	1,5 m
Diameter	20 mm
Strekkapasitet	0,2 MN
Forsepning	0,05 MN
Residual strekkapasitet	0,02 MN
E-modul	200 GPa

Sprøytebetongen som er nytta har ein fastheitsklasse på B35, innhaldet av stålfiber er tilsvarande E1000, og tjukkeleiken er på 15 cm (sjå Tabell 3). E-modulen blir satt til 30 GPa (Grøv, 2015) og Poissons forholdstal til 0,2 (Schütz, 2010). Kompresjonsstyrken er satt til 40 MPa, og strekkstyrken til 5 MPa (Frengen, 2020). Residual kompresjon- og strekkstyrke er satt til 15% av originalstyrken. Alle parametrane er samla og presentert i Tabell 21.

Tabell 21: Parametrar til sprøytebetong.

Parameter	Verdi
Tjukkleik	0,15 m
E-modul	30 GPa
Poissons forholdstal	0,2
Kompresjonsstyrke (peak)	40 MPa
Kompresjonsstyrke (residual)	6 MPa
Strekkstyrke (peak)	5 MPa
Strekkstyrke (residual)	0,75 MPa

8. Stabilitetsanalyse

Ved utbygging av tunnelar er det svært viktig at dei er sikra tilstrekkeleg slik at dei blir trygge og stabile. Både Volleberg tunnelen og Bruliheitunnelen skal ha ein levetid på 100 år, og det vil då vere viktig å vere sikker på at stabiliteten er tilstrekkeleg ved utbygging. Vidare i dette kapittelet blir det sett på stabiliteten til området med låg overdekning i Bruliheitunnelen. Dette ved å nytte den empiriske metoden, Q-metoden, og den analytiske metoden «Limit equilibrium analysis» der det i hovudsak blir sett på sannsynet for blokkutfall.

8.1 Empirisk metode – Q-metoden

Q-systemet er eit system som beskriver stabiliteten til bergmassen, og har blitt nytta under kartlegging av berget etter kvar salve i både Bruliheitunnelen og Volleberg tunnelen. I kapittel 3.2.1 er Q-systemet, med tilhøyrande faktorar gjennomgått.

I Tabell 22 er Q-verdien for svakheitssona (pel. 2531-2535) i Bruliheitunnelen, med tilhøyrande parametraner som inngår i den, presentert.

Tabell 22: Q-verdien med tilhøyrande parametrar for svakheitssona i Bruliheitunnelen.

RQD: 55	J_r : 1,5	J_w : 0,66
J_n : 9	J_a : 8	SRF: 5
$Q = 0,15$		

Oppsprekkingsfaktoren, RQD, delt på tal sprekkesett, J_n , vil gi oppsprekkingsgrada eller blokkstørrelsen til området. Dersom bergmassen blir meir oppsprekt eller tal sprekkesett aukar, vil Q-verdien bli redusert. I dette tilfellet er RQD-en på 55, som vil seie at ein er i nedre del av middels oppsprekkingsgrad. J_n er satt til 9, noko som tilseier at ein hovudsakleg har 3 sprekkesett i området. Sidan berget er relativt oppsprekt, vil ikkje dei største blokkene kunne bli danna, men ein må framleis undersøkje om det er fare for blokkutfall i området.

Bergmassens skjærfastheit er forholdet mellom sprekkeruheitstalet, J_r , og tal for sprekkfylling, J_a . Stabiliteten vil bli lågare dersom ein har glatte sprekkar og tjukk sprekkfylling, enn ru sprekkar og bergkontakt. For dette området er sprekkeruheitstalet satt til 1,5 som tilseier ru, plane flater, noko som er ein relativt vanleg verdi for J_r . Tal for sprekkfylling $J_a = 8$, noko som vil seie at ein har soner og band av knust eller desintegert berg og leire, og at materialet består av middels til litt overkonsolidert uoppbløyteleg fylling (Barton et al., 2015). Dette vil vere med på å redusere skjærfastheita kraftig sidan ein ikkje har bergkontakt mellom sprekkene og materialet vil kunne vere glatt og innehalde svelleire.

Forholdet mellom sprekkevasstal, J_w , og spenningsfaktor, SRF, seier noko om dei aktive spenningane i området. Dersom ein har mykje vatn i området vil dette medføre at vasstrykket aukar og stabiliteten vil bli redusert. Høge eller låge spenningar vil også ha negativ påverknad på stabiliteten og Q-verdien vil minke dersom ein aukar SRF-en. For denne sona vil ein ha $J_w = 0,66$, som vil seie at ein har tilsig av vatn som kan vaske ut fyllingsmaterialet. Dette, saman med ein SRF = 5, som kjem av låg overdekning og lite kompetent berg, vil skape ein spenningssituasjon som er svært lite gunstig. Faren for blokkutfall, både på grunn av låge innspenningar og utvasking av sleppematerialet, vil dermed vere til stades.

Q-verdien blir som nemnt tidlegare lik 0,15, noko som tilseier at bergmassen er dårleg og ein er i sikringsklasse 4 (etter Tabell 3). Med ein ESR på 1 (Barton et al., 2015) og spennvidde på 10,5 m skal det etter NGI sine retningslinjer (Figur 15) sikrast med 15cm E1000 sprøytebetong, 4 meters boltar med ein bolteavstand på 1,5m og enkelarmerte sprøytebetongbogar med ein senteravstand på 4 m. Dette samsvarar godt med Staten Vegvesen sine retningslinjer (Tabell 3) for sikring i sikringsklasse 4. Sidan det er Staten Vegvesen sin retningslinjer som er bestemmende for utført sikring, kan ein konkludere med at området med låg overdekning i Bruliheitunnelen har blitt sikra tilstrekkeleg i medhald av både Staten Vegvesen og NGI sine retningslinjer.

Det er viktig å vere klar over at sjølv om området er sikra etter anbefalt sikring med omsyn til Q-verdien, vil ikkje dette nødvendigvis vere tilstrekkeleg. Q-metoden vil ikkje fange opp alle stabilitetsproblem i området. Den største usikkerheita med Q-metoden er danning og lokasjon til ustabile blokker. For området som har blitt vurdert tilseier RQD- og J_n -verdien at blokkstørrelsen ikkje vil bli den største. Eventuelle blokker som vil kunne falle ut vil dermed heller ikkje bli særleg store. Bergmassen sin skjærstyrke og dei aktive spenningane i området tilseier også at dei mest ustabile blokkene mest sannsynleg vil rase ut like etter sprenging. I Figur 44 er to eksemplar på blokkutfall ved pel. 2535-2540 i Bruliheitunnelen presentert. Det vil dermed vere viktig at området blir kartlagt av geolog, før det blir sprøyta inn med sprøytebetong, for å kunne oppdage liknande blokker og få sikra desse tilstrekkeleg.



Figur 44: Blokkutfall ved pel.2535-2540 i området med låg overdekning i Bruliheitunnelen.

8.2 Analytisk metode – Limit equilibrium analysis

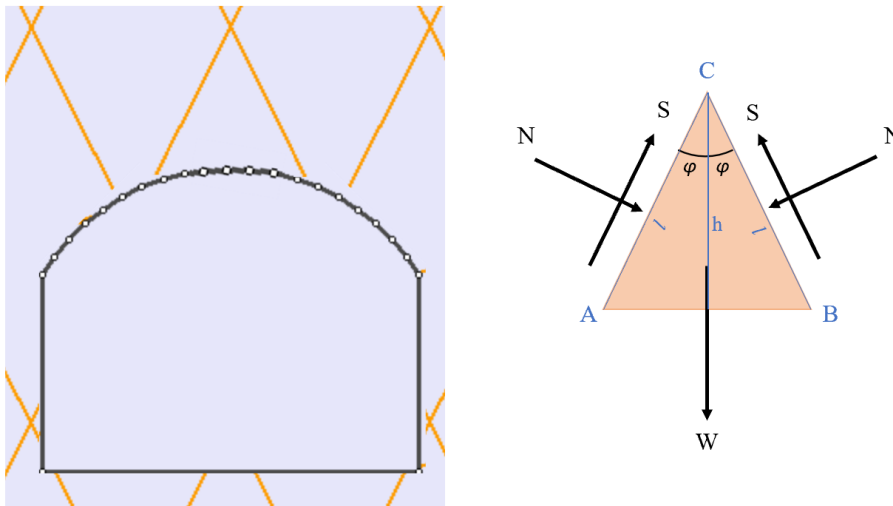
Den største utfordringa ved driving av tunnel gjennom områder med låg overdekning, slik ein har i Bruliheitunnelen, vil vere blokkutfall. Bergmassen vil i dette tilfellet vere mindre innspent som følge av den låge overdekninga, og sannsynet for utfall vil dermed bli større.

For å få ein betre forståing av kor stort sannsyn det er for blokkutfall, har det blitt gjennomført ein «Limit equilibrium analysis». Analysen vil vere med på å kartlegge korleis reduksjonen i skjærstryken vil påverke stabiliteten og sannsynet for utfall av blokker og kiler. Dette blir gjort ved å rekne ut sikkerhetsfaktoren, SF, til blokka eller kilen ut i frå likning [3-11].

Geometri

For å finne sprekkesett som vil kunne avskjere blokker har kartleggingane frå området med låg overdekning, Figur 31, blitt nytta. Det er relativt mange sprekkar i området, men for enkelheits skuld er det valt to sprekkesett med same strøk og fall, men motsette fallretningar. Dermed er sleppa med eit strøk på 70° , i forhold til tunnelaksen, og fall på 85° mot nordvest og eit sprekkesettet med same strøk og fall, men med fallretning mot søraust blitt analysert. Det tredje sprekkesettet er, for å forenkle analysen, antatt å vere vertikalt, ha eit strøk normalt på tunnelaksen og ein sprekkelavstand på 1 meter.

Ein enkel illustrasjon på korleis kila vil kunne sjå ut, basert på sprekkesetta med fall på 85° og strøk på 70° i forhold til tunnelaksen, med tilhøyrande drivande og stabiliserande krefter er vist i Figur 45. Som ein forenkling har kilen blitt sett på som ein triangulær masse og tunnelens krumming blir sett bort i frå. Det har også blitt antekke at sprekkene er plane og gjennomgåande.



Figur 45: Illustrasjon av kilen sin utforming i tunnelen til venstre, krefter som verkar på blokka til høgre.

I Figur 45 er N = normalkrafta, S = skjærkrafta, W = vekta til kilen. Sidan fall og strøk til sprekkesetta er kjent, vinkelen mellom glideplanet og retninga dei drivande kreftene verkar (φ) finnast ved hjelp av

Vedlegg B-7. Med eit fall på 85° og ein vinkel på 70° til tunnellopet vil vinkelen mellom tverrsnitt og strøket bli 20° . Ut i frå Vedlegg B-7 vil tilsynelatande fall då bli 75° noko som gir $\varphi = 15^\circ$. Avstanden mellom A og B er omtrentleg 4 meter, estimert ut i frå Figur 45. Ved hjelp av trigonometri kan ein då setje $l = 7,7$ m og $h = 7,4$ m. Kilen vil ha ein djupn, $d = 1$ m sidan det avskjerande sprekkesettet inn i planet har ein sprekkeavstand på 1 meter.

Utrekning av stabiliserande og drivande krefter og resultat

Dei drivande kreftene kjem av gravitasjonen som verkar på kilen, samt dei vertikale komponentane til normalkreftene. Normalkrafta verkar vinkelrett på glideplanet og vil på den måten gi eit bidrag til drivande krefter og eit bidrag til stabiliserande krefter. Dei drivande kreftene, F_d , vil vere gitt av likning [8-2], henta frå likning [3-11].

$$F_d = W + 2N \times \sin \varphi \quad [8-2]$$

Der W er vekta til kilen og N normalkrafta. For å rekne ut vekta til kilen må ein først kjenne volumet til kilen som kan bereknast ut i frå likning [8-3]. Med ein spesifikk vekt på $\gamma = 0,027$ MN/m³ vil vekta til kilen kunne bereknast ut i frå likning [8-4]

$$V = d \times h^2 \tan \varphi = 1 \times 7,4^2 \tan 15 = 14,7 \text{ m}^3 \quad [8-3]$$

$$W = \gamma \times V = 0,027 \times 14,7 = 0,397 \text{ MN} \quad [8-4]$$

Normalkrafta vil vere satt av tangentialspenninga som har sitt maksimum i hengen sidan største hovudspenning er horisontalspenninga. Dei aksial og radiale spenningane blir sett bort i frå, sidan desse vil vere forholdsvis små samanlikna med tangentialspenninga. Normalkrafta på kilen som følgje av tangentialspenningane er gitt ved likning [8-5] (Li, 2018). Arealet til glideplanet, A , er gitt i likning [8-6]

$$N = \sigma_n^\theta \times A = \sigma_\theta \cos^2 \varphi \times A \quad [8-5]$$

$$A = d \times l = 1 \times 7,7 = 7,7 \text{ m}^2 \quad [8-6]$$

For ein tunnel som ikkje er sirkulær har Hoek og Brown (1980) utarbeida likning [8-7] for estimering av tangentialspenningane i taket (σ_θ) for ulike utformingar på tunnelar. Parameteren A' vil variere for dei ulike tunnelane, der verdiane er presentert i Vedlegg B-7.

$$\sigma_\theta = (A' \times k - 1)\sigma_z \quad [8-7]$$

Bruiliheitunnelen er hesteskoforma, og ut i frå Vedlegg B-7 vil $A' = 3,2$. σ_z vil vere vertikalspenningane på staden som er satt til 0,23 MPa og spenningsforholdet mellom horisontal- og vertikalspenningane er satt til $k = 7,22$, sjå Tabell 19. Dermed kan tangentialspenningane reknast, som igjen gir moglegheita til å rekne ut normalkrafta, sjå likning [8-8] og [8-9]

$$\sigma_{\theta} = (3,2 \times 7,22 - 1)0,23 = 5,1 \text{ MPa} \quad [8-8]$$

$$N = 5,1 \times \cos^2 15 \times 7,7 = 36,6 \text{ MN} \quad [8-9]$$

Dei drivande kreftene kan då reknast ut, og er presentert i likning [8-10]

$$F_d = 0,397 + 2 \times 36,6 \times \sin 15 = 19,3 \text{ MN} \quad [8-10]$$

Dei stabiliserande kreftene er gitt ved skjærkrafta, S , som verkar langs glideplana til kilen, men i motsett retning til glideretninga. Dermed vil denne krafta vere med på å stabilisere kilen. Krafta vil vere gitt av friksjonen langs sprekkene som vil vere bestemt av skjærspenninga τ . Dei stabiliserande kreftene, F_s , vil vere gitt av likning [8-11] og skjærspenninga, τ , kan bereknast ut i frå likning [8-12] (Barton og Choubey, 1977).

$$F_s = 2 \times S = 2 \times \tau \times A \quad [8-11]$$

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi_a \quad [8-12]$$

I likningane over er φ_a aktiv friksjonsvinkel, σ_n er normalspenningen og A er arealet til glideplanet. Sidan skjærstyrken til sprekkene ikkje har blitt testa, kjem Barton-Bandis kriteriet (kap.3.1.2) til å bli nytta i estimeringa. I kap.7.2 har sprekkekompresjonsstyrken, JCS, blitt estimert til 11,7 MPa for området med låg overdekning i Bruliheitunnelen. Ruheitstalet, JRC, er satt til 5 og residual friksjonsvinkel, φ_r , til 10, sjå Tabell 13. Skjærspenninga vil då kunne reknast ut i frå likning [8-13]. Normalspenninga, σ_n , vil vere gitt av tangentialspenninga, men vil få eit negativt bidrag frå tyngda til kilen, sjå likning [8-14] (Li, 2018).

$$\tau = \sigma_n \times \tan \left[JRC \times \log \frac{JCS}{\sigma_n} + \varphi_r \right] \quad [8-13]$$

$$\sigma_n = \sigma_n^{\theta} - \sigma_n^W = \sigma_{\theta} \times \cos^2 \varphi - \frac{W \sin \varphi}{A} \quad [8-14]$$

σ_{θ} , W og A er alt funnen og normal- og skjærspenninga vil då vere gitt ved likning [8-15] og [8-16]

$$\sigma_n = 5,1 \times \cos^2 15 - \frac{0,397 \sin 15}{7,7} = 4,75 \text{ MPa} \quad [8-15]$$

$$\tau = 4,75 \times \tan \left[5 \times \log \frac{11,7}{4,75} + 10 \right] = 1,01 \text{ MPa} \quad [8-16]$$

Dei stabiliserande kreftene, F_s , vil då kunne reknast, sjå likning [8-17], som igjen gjer til at ein kan rekne ut sikkerhetsfaktoren, likning [8-18].

$$F_s = 2 \times S = 2 \times \tau \times A = 2 \times 1,01 \times 7,7 = 15,6 \text{ MN} \quad [8-17]$$

$$SF = \frac{F_s}{F_d} = \frac{15,6}{19,3} = 0,81 \quad [8-18]$$

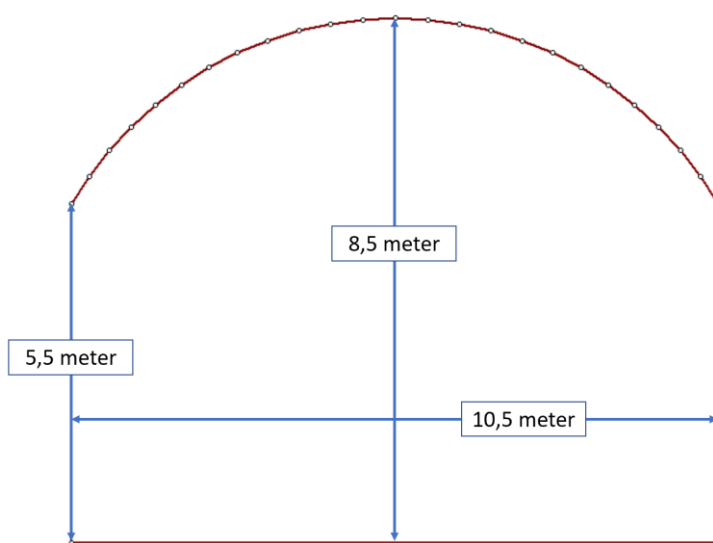
9. Numerisk analyse

I denne oppgåva kjem det til å bli modellert i UnWedge og RS2. Svakheitssona i Vollebergtunnelen, som er presentert i kapittel 5.1, blir analysert i RS2. Der blir det hovudsakleg ser på korleis deformasjonen endrar seg med svelletrykket og sikringa, samt korleis boltane tek opp last frå svelletrykket. For området med låg overdekning i Bruliheitunnelen blir det sett på sannsynet for blokkutfall ved hjelp av analyseprogrammet UnWedge. Dette blir også gjort for Vollebergtunnelen og Bruliheitunnelen i sin heilheit.

9.1 UnWedge

Analysen i UnWedge ser på blokkdanning i tunnelen. Det inneber størrelse og form på blokkene, kor i tunnelen dei dannast, og kor stort sannsyn det er for at det vil bli eit utfall av dei ulike blokkene (sikkerhetsfaktoren til blokkene). Sikring med boltar har også blitt lagt inn i UnWedge, og det har blitt gjort ein samanlikning av sikkerhetsfaktoren før og etter. Sikring med sprøytebetong har ikkje blitt tatt med i denne analysen og vil komme i tillegg.

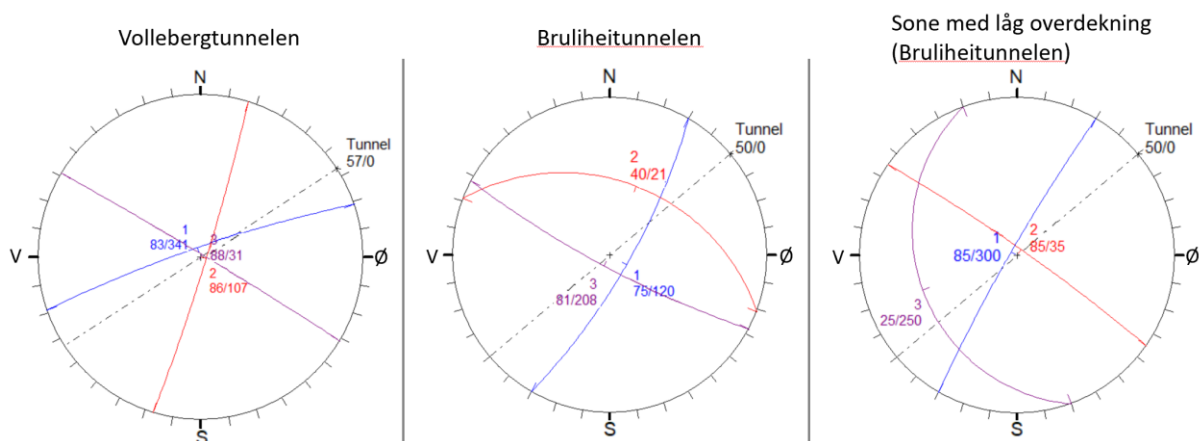
Utarbeidinga av geometrien til modellen har tatt utgangspunkt i standard sprengingsprofil, gitt i Statens Vegvesen sin handbok N500. Ein tunnel med tunnelprofil T10,5 vil ha eit teoretisk sprengingsprofil på 74,59 m² (Statens Vegvesen, 2020). For å forenkle modellen i UnWedge har tunnelprofilet blitt gitt ein geometri der breidda er på 10,5 meter og høgda er på 8,5 meter med rette vegger dei 5,5 første metrane. På denne måten vil ein få korrekt breidde, og ein vil få tilnærma korrekt areal. Tunnelens lengde blir satt til 50 meter, sidan full tunnellengde ikkje vil bidra med noko til analysen. Geometrien kan sjåast i Figur 46.



Figur 46: Geometrien til tunnelen analysert i UnWedge.

Av inngangsparametrane har tettheita til bergarten blitt satt til $2,7 \text{ g/cm}^3$, og sprekkeegenskapane blir vurdert ut i frå Barton-Bandis kriteriet. Verdiane nytta i dei ulike analysane er presentert i Tabell 13, kap.7.2. Spenningane har ikkje blitt lagt inn i programmet. Dette er på grunn av at estimatet av spenningane er relativt usikkert og i UnWedge vil spenningane bidra med innspenning av blokkene, og på den måten auke sikkerhetsfaktoren. Området med låg overdekning i Bruliheitunnelen blir rekna som ei svakheitssone og vil dermed vere avspennt, i tillegg til at det i utgangspunktet ikkje vil vere like innspent som følgje av den låge overdekninga. For Volleberg- og Bruliheitunnelen i sin heilheit, vil derimot blokkene vere meir innspent. For desse tilfella vil det å ikkje ha med spenningane kunne bli svært misvisande. Ved påhugga vil derimot eventuelle blokker ikkje vere like innspent igjen, og det er dermed valt å analysere eit «worst case» scenario, der spenningane i berget er satt til null.

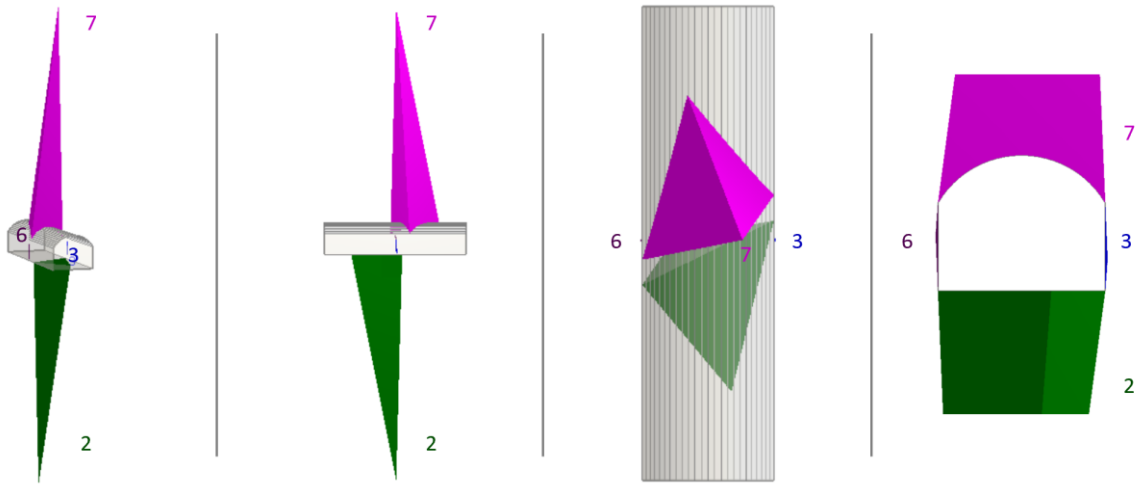
Det har blitt gjennomført tre ulike analysar i UnWedge. Det inneberer analyse av Vollebergtunnelen og Bruliheitunnelen i sin heilheit, samt av område med låg overdekning i Bruliheitunnelen, omtalt i kapittel 5.2. Estimeringa av blokk og kiledanning i Vollebergtunnelen og Bruliheitunnelen, der ein ser på stabiliteten til heile tunneløpet, er gjort med utgangspunkt i sprekkekartlegginga utført av Norconsult i prosjekteringsfasen. Det har blitt tatt utgangspunkt i dei tre mest dominerande sprekkesetta (Norconsult, 2019a, Norconsult, 2019b). For området med låg overdekning i Bruliheitunnelen har det blitt tatt utgangspunkt i kartleggingane utført av geologar på prosjektet, sjå Figur 31. Sprekkesetta som har blitt analysert i UnWedge er presentert i form av stereonett i Figur 47.



Figur 47: Stereoplott av sprekkemålingar langs tunneltraseen til Vollebergtunnelen til venstre og Bruliheitunnelen i midten og området med låg overdekning i Bruliheitunnelen til høgre (Norconsult, 2019a, Norconsult, 2019b).

Som følgje av at Vollebergtunnelen er dominert av svært steile sprekkesett vil potensielle blokker i tunnelen bli lange, spisse spir som vist i Figur 48. Det er viktig å hugse på at UnWedge presenterer alltid dei størst blokkene og kilane som kan dannast i tunnelen, det vil dermed også vere mogleg å treffe på mindre versjonar av blokkene presentert. Spiret som blir danna i hengen av tunnelen er massivt, og sjølv mindre versjonar av den gitt i Figur 48, vil kunne ta med seg mykje masser ved utfall.

Ein annan følge av at Volleberg tunnelen er dominert av steile sprekkesett er at det ikkje vil bli danna store blokker i veggane av tunnelen. I Figur 48 er blokkene i veggane svært små, og vil ikkje utgjere eit stabilitetsproblem i tunnelen.



Figur 48: Modelling av blokk/kiledanning i Volleberg tunnelen.

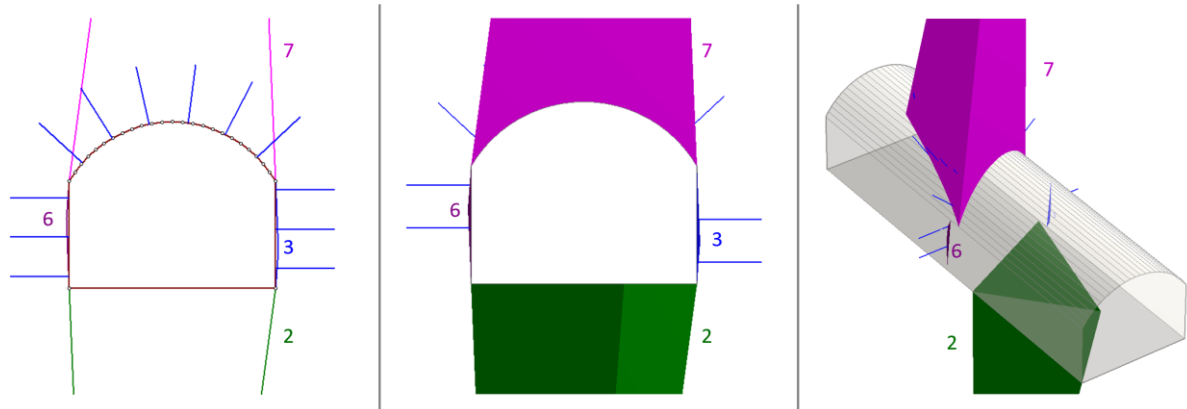
Tabell 23: Sikkerhetsfaktoren for blokkene i Volleberg tunnelen.

	Blokk 3	Blokk 6	Blokk 7
Sikkerhetsfaktor	0.117	0.074	0.029
Sikkerhetsfaktor etter bolting	14.614	5.620	0.049

I Volleberg tunnelen er gjennomsnittleg sikringsklasse 2. Det er dermed valt å leggje på sikring i modellen etter Statens Vegvesen sine krav i denne sikringsklassa. Noko som vil seie systematisk bolting med c/c 2 (Statens Vegvesen, 2020). I Figur 49 er sikring med 3 meters boltar i ein avstand 2x2 meter lagt inn i analysen. Sikkerhetsfaktoren til dei ulike blokkene, både før og etter sikring, er lagt inn i Tabell 23.

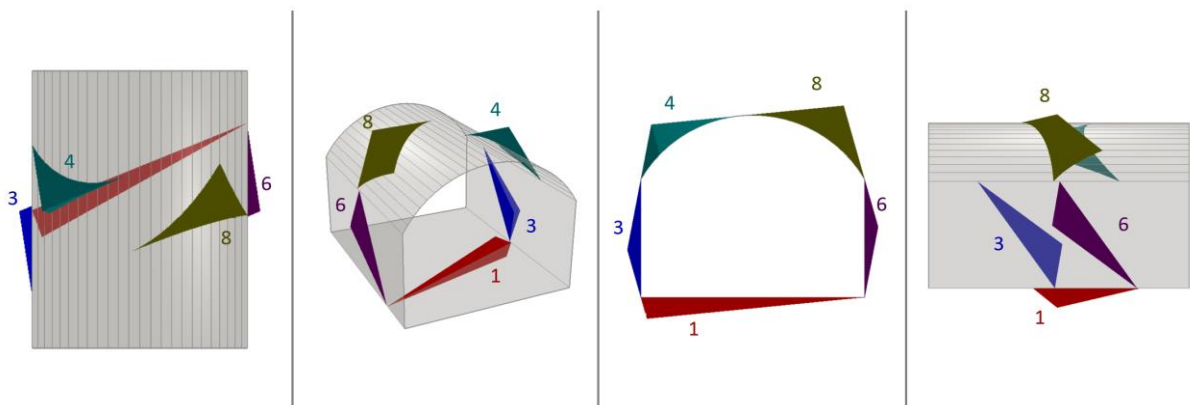
Som følge av at sprekkesetta dannar tynne lange blokker i veggene, vil dei mest sannsynleg rase ut saman med sprengsteinen ved sprenging, utan at dette vil påverke konturen i noko særleg grad. Desse blokkene vil heller ikkje vere vanskelege å sikre, sidan berre eit par boltar vil auke sikkerhetsfaktoren betydeleg, sjå Tabell 23 og Figur 49. Det lange spiret i taket vil det derimot bli vanskelegare å sikre. Som vist i figuren under og tabellen over vil 3 meters boltar ikkje ha den største effekten på spir i den størrelsen. Dermed bør det vurderast å nytte lengre boltar, dersom ein treffer på slike massive blokker. Det er viktig å hugse på at UnWedge alltid estimerer størst moglege blokker, noko som vil seie at sannsynet for at det blir danna blokker på denne størrelsen ikkje er stor. Det vil vere like realistisk å treffe på blokker med same fasong, men i mindre storleik. Analysen tek heller ikkje omsyn til spenningar i berget, og sikkerhetsfaktoren er estimert med utgangspunkt i at blokka er avløyst, noko

som ikkje vil vere tilfellet. Det er derfor viktig å vere kritisk til den sikkerheitsfaktoren som er estimert, men sidan blokka i hengen kan bli relativt stor, bør det framleis vurderast å nytte boltar som er lengre enn 3 meter.



Figur 49: Gjennomsnittleg sikring i Vollebergtunnelen. Til venstre er geometrien på den systematiske boltinga vist. I midten og til høgre er det illustrert korleis boltar som vil vere med på å sikre blokkene.

I Bruliheitunnelen finn ein både steile og mindre steile sprekkesett, noko som gjer til at blokkene ikkje vil kunne bli like avlange som for Vollebergtunnelen. Ut i frå Figur 50 ser ein at det vil bli danna to ulike blokker i vederlaga. I dette tilfellet vil blokkene i veggane også kunne utgjere eit stabilitetsproblem, i motsetning til dei i Vollebergtunnelen, men desse blokkene vil heller ikkje vere av dei største. Det vil dermed vere størst sannsyn for kiledanning i vederlaga og mindre i heng og veggjar. Norconsult har også utført ein kileanalyse av Bruliheitunnelen, som viser omtrentleg same resultat som i Figur 50, under utarbeidinga av prosjekteringsrapporten (Norconsult, 2019a).



Figur 50: Modellering av blokkdanning i Bruliheitunnelen, med retning frå aust til vest.

Som ein kan sjå ut i frå Figur 51 har det skjedd eit utfall av ei blokk i høgre vederlag. Biletet er frå Bruliheitunnelen med driveretning vestover, som er same retning tunnelen er orientert i analysen. Blokka som har falt ut samsvarer med blokk 8 i analysen, dvs. blokka i høgre vederlag. Denne blokka har også blitt estimert til å ha ein sikkerheitsfaktor lik 0 før sikring, sjå Tabell 24. Det er tydeleg at

blokka estimert i UnWedge har fleire like trekk med utfallet i bilete av påhogget. Men ved å samanlikne bileta ser ein også at analysen ikkje speglar verkelegheita heilt, for eksempel ved at sprekkesettet på venstresida av utfallet er mykje meir steilt enn det i analysen.



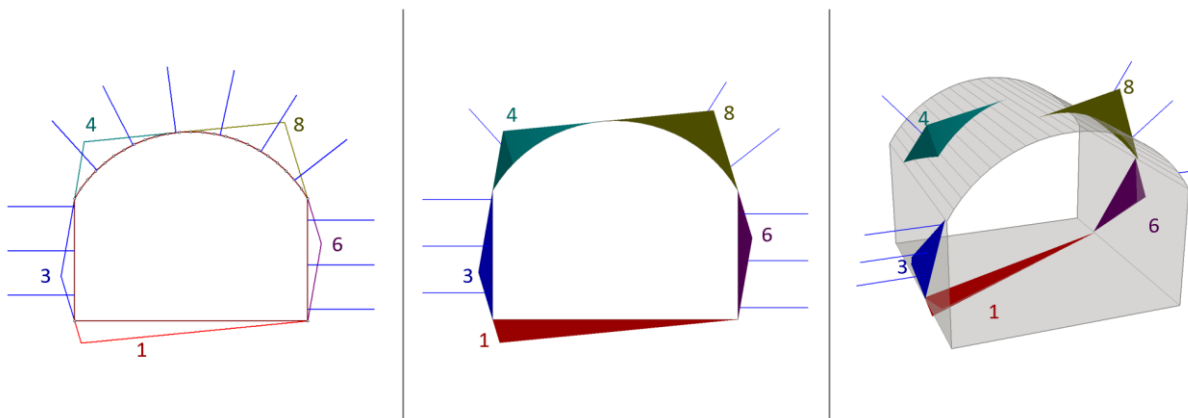
Figur 51: Utfall av kile ved påhogget til Bruliheitunnelen.

Tabell 24: Sikkerhetsfaktoren til blokkene i Bruliheitunnelen.

	Blokk 3	Blokk 4	Blokk 6	Blokk 8
Sikkerhetsfaktor	0.345	0.214	0.894	0
Sikkerhetsfaktor etter bolting	3.758	2.248	4.235	1.117

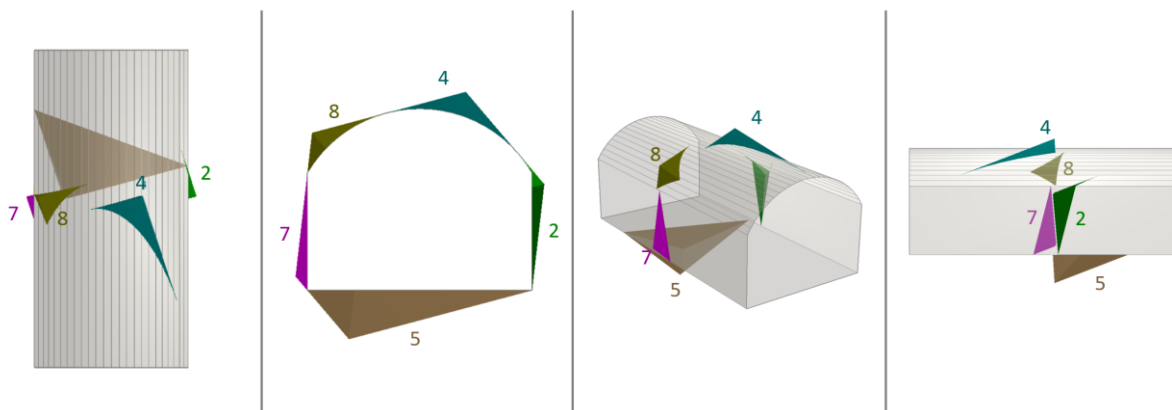
I Bruliheitunnelen er gjennomsnittleg sikringsklasse 2. Det vil seie at ein skal etter Staten Vegvesen sine krav sikre med systematisk bolting med c/c 2 (Statens Vegvesen, 2020). I Figur 52 er sikring med 3 meters boltar i ein avstand på 2 meter i planet og 2 meter inn/ut av planet lagt inn i analysen. Sikkerhetsfaktoren til dei ulike blokkene, både før og etter sikring, er lagt inn i Tabell 24.

Ut i frå Figur 52 kan ein sjå at sikring med 3 meters boltar vil vere tilstrekkeleg for desse blokkene. Sikkerhetsfaktoren aukar også betydeleg for blokkene, og alle blokkene vil vere innafor kravet om å ha ein sikkerhetsfaktor på over 1,5, bortsett frå blokk 8, som er lokalisert i høgre vederlag. Sjølv om blokk 8 har ut i frå analysen litt låg sikkerhetsfaktor, vil den i verkelegheita vere meir innspent som følgje av in-situ spenningar, i tillegg til at den også vil vere sikra med sprøytebetong. Ved påhogga vil blokka derimot ikkje vere like innspent, men her vil det på førehand vere sikra med forboltar, i tillegg til at området vil etter uttak vere sikra etter ein høgare sikringsklasse. Men som vist i Figur 51 vil dette nødvendigvis ikkje vere tilstrekkeleg med sikring, spesielt i perioden før ein har fått etablert permanentsikring.



Figur 52: Gjennomsnittleg sikring i Bruliheitunnelen. Til venstre er geometrien på den systematiske boltinga vist. I midten og til høgre er det illustrert korleis boltar som vil vere med på å sikre blokkene.

Det har også blitt utført ein meir stadsspesifikk analyse av Bruliheitunnelen, nærmare bestemt område med låg overdekning presentert i kapittel 5.2. Sprekkesetta nytta i analysen er henta frå kartleggingane av området som er presentert i Figur 31. Dei valde sprekkesetta er plotta i eit stereonett, vist i Figur 47. Svakheitssona med låg overdekning vil ha størst sannsyn for blokkdanning i høgre del av heng, og venstre vederlag (ved orientering mot vest). Blokkdanning vil også kunne skje i vegger, sjå Figur 53. Sidan det er svært låg overdekning i dette området, ned mot 8,6 meter, vil blokkene vere mindre innspent samanlikna med resten av tunnelen, noko som vil vere med på å auke sannsynet for blokkutfall.



Figur 53: Modellering av blokkdanning i området med låg overdekning i Bruliheitunnelen. Med retning frå aust til vest.

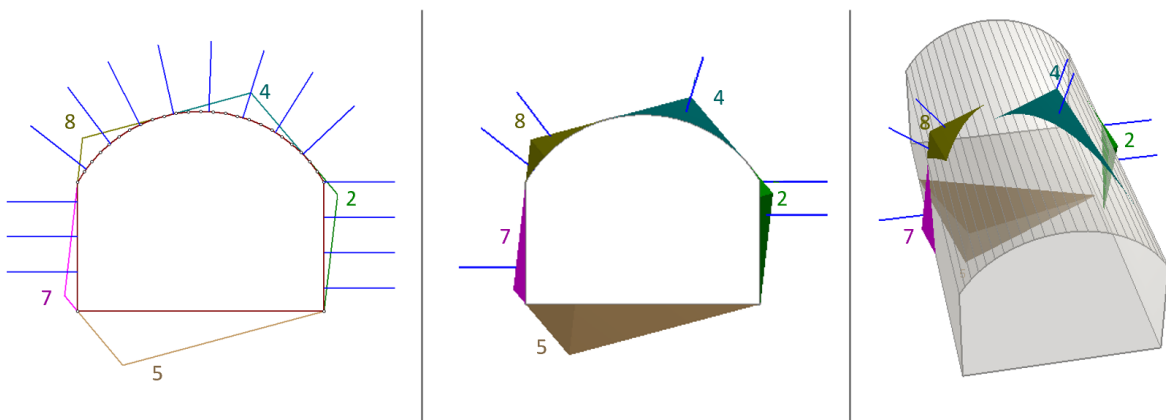
Tabell 25: Sikkerhetsfaktor for blokkene i området med låg overdekning.

	Blokk 2	Blokk 4	Blokk 7	Blokk 8
Sikkerhetsfaktor	0.133	0.058	1.847	0
Sikkerhetsfaktor etter bolting	0.927	3.915	5.313	3.166

Som følge av at området med låg overdekning har blitt kartlagt til sikringsklasse 4, (dvs. Q-verdi mellom 1-0,1) skal det etter Staten Vegvesen sine standardar sikrast med systematisk bolting med c/c

1,5 (Statens Vegvesen, 2020). Dermed har det blitt sikra med boltar på 3 meter og ein avstand på 1,5 meter i planet og inn/ut av planet, noko som vil vere med på å auke sikkerheitsfaktoren. Sikkerheitsfaktoren for dei ulike blokkene, både før og etter bolting er presentert i Tabell 25.

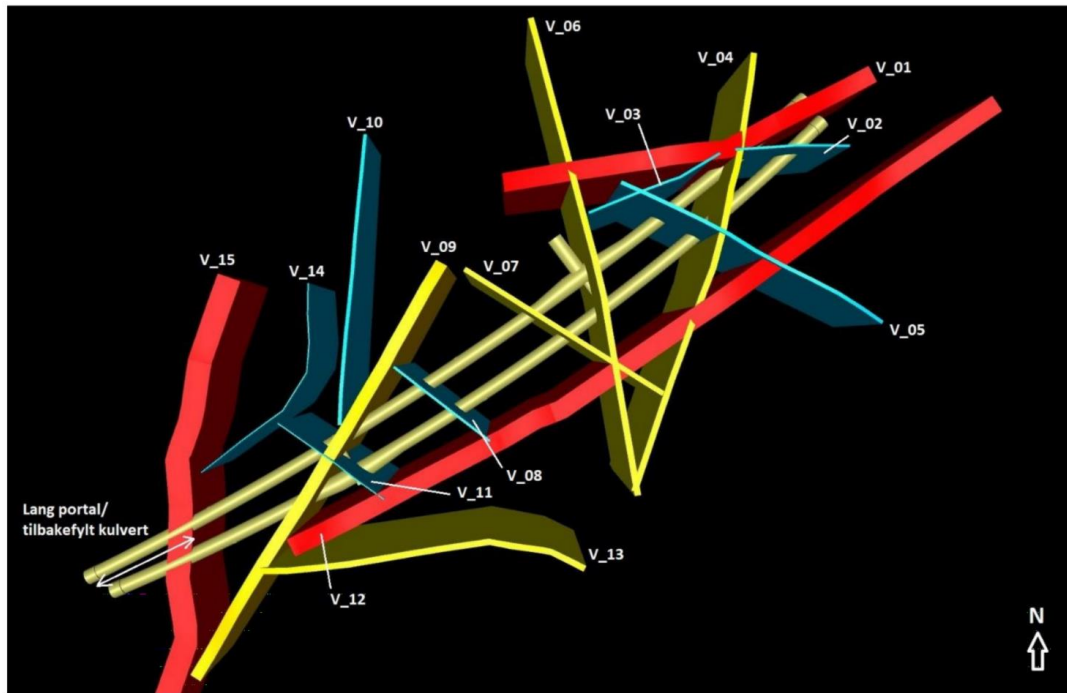
Illustrasjon av den systematiske boltinga, samt korleis boltane vil vere med på å henge opp blokkene er vist i Figur 54. Blokk 2 har ein sikkerheitsfaktor på under 1, noko som ikkje er gunstig. Dette kan ha noko med korleis boltane er plassert, ein bør dermed vere ekstra påpasseleg med kor ein plasserer ut sikringa i høgre vegg. I sikringsklasse 4 vil det også bli sikra med 15 cm sprøytebetong, noko som ikkje er tatt med i analysen, og vil dermed komme i tillegg. Det var heller ikkje mogleg å endre bolte-eigenskapane i modellen, og det har dermed blitt brukt mekanisk forankra boltar (rocscience, 2021a). I realiteten er Bruliheitunnelen sikra med kombinasjonsboltar, som generelt vil vere meir kompetente enn mekanisk forankra boltar. Dette vil også bidra med ein usikkerheit i analysen. Analysen tilseier framleis at systematisk sikring med 3 metersboltar og c/c 2 vil vere tilstrekkeleg sikring for dei fleste blokkane, men ein bør framleis vere litt ekstra observant på blokka i høgre vegg.



Figur 54: Utført sikring i området. Til venstre er geometrien på den systematiske boltinga vist. I midten og til høgre er det illustrert korleis boltar som vil vere med på å sikre blokkene.

9.2 Numerisk modellering av svakheitssone (RS2)

Det har blitt gjennomført fleire ulike plastiske analysar i RS2 av svakheitssona med innhald av svelleleire i Volleberg tunnelen. RS2 er eit program som modellerer i 2D, noko som medfører at svakheitssona som modellerast vil få uendeleg utstrekning. Dette strider med realiteten der sona vil ha ei avgrensa utstrekning og er støtta opp av intakt berg på sidene. Dette vil føre til at modellen vil bli konservativ, noko som vil vere viktig å hugse på undervegs i modelleringa. Svakheitssona er illustrert som V_09 i Figur 55 der det aktuelle tunneløpet ligg lengst nord.

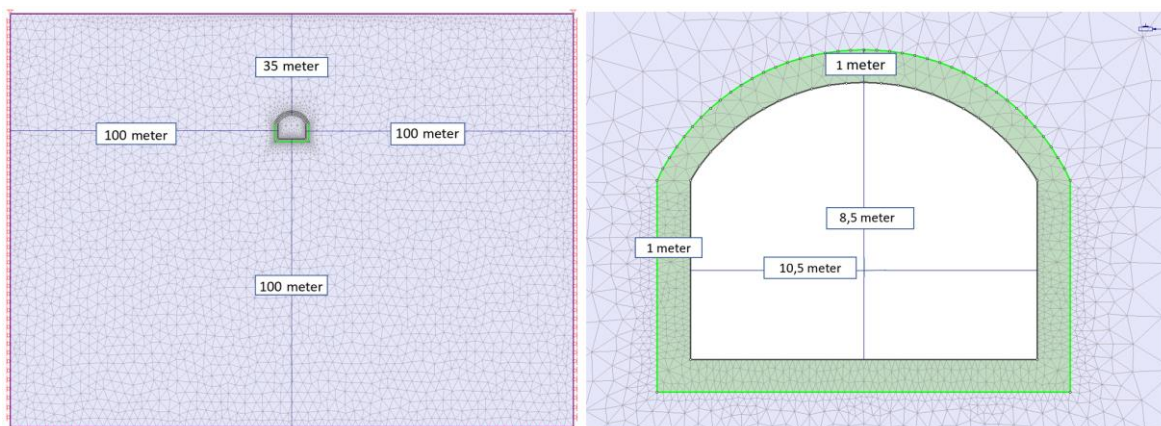


Figur 55: Oversikt over anteke svakheitssonar som skjærer eller påvirkar Volleberg tunnelen (Norconsult, 2019b).

9.2.1 Modelloppsett

Geometrien til tunnelen er bygd opp på same måte som i UnWedge analysen, sjå kap.9.1. Tunnelen har ei breidde på T10,5 og resten av geometrien er basert på teoretisk sprengingsprofil gitt av Statens Vegvesen (2020). Mål og utforming av tunnelen kan sjåast i Figur 56.

Overdekninga er satt til 35 meter, og modellen er bygd opp slik at det vil vere 35 meter frå tunnelen og opp til overflata. Toppen av modellen, som vil vere overflata til berggrunnen vil kunne bevege seg fritt i både horisontal og vertikal retning (x- og y-retning). Den nedste grensa i modellen er låst i y-retning, venstre og høgre sida av modellen er låst i x-retning og dei fire hjørna er låst i begge retningar. For at sjølve modelleringa av det som skjer rundt tunnelkonturen ikkje skal bli påverka av grensene har avstanden frå tunnelopninga til grensene blitt satt til 100 meter, som illustrert i Figur 56.



Figur 56: Modelloppsett og geometrien til tunnelen i RS2.

Belastninga i modellen er satt til feltspenningar og gravitasjon, der ein nyttar den gitte overflata i modellen. Spenningsforholdet mellom horisontale og vertikale spenningar er satt til 3, basert på Tabell 18.

9.2.2 Framgangsmåte for den numeriske analysen

I analysen har det hovudsakleg blitt sett på korleis deformasjonane i berget endrar seg, avhengig av sikringstiltak og svelletrykk. For å enkelt kunne samanlikne resultata frå dei ulike analysane er det valt ut fire bestemte punkt i tunnelen der ein ser nærmare på korleis deformasjonen endrar seg. Det har først blitt gjennomført ein samanlikning mellom korleis deformasjonen blir for svakheitssona utan sikring mot med sikring. Deretter har svelletrykk blitt lagt til, for å sjå korleis deformasjonen og belastninga på sikringskonstruksjonen endrar seg med det.

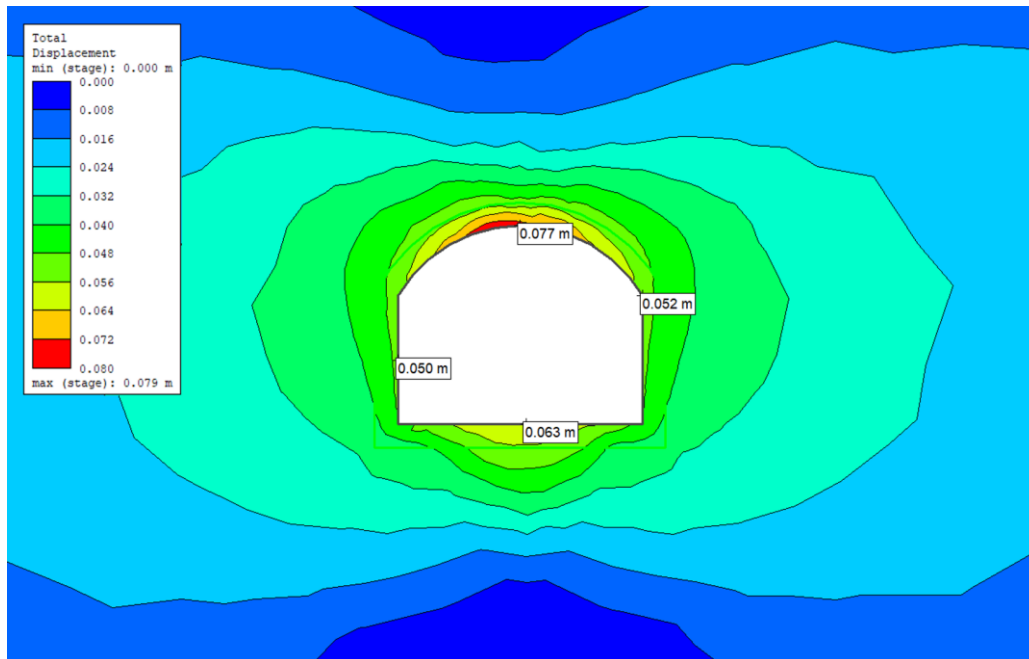
Svelletrykket er blitt lagt inn som «jamt fordelt belastning på grenseelement». I realiteten vil ikkje svelletrykket vere like uniformt fordelt, men for å kunne inkludere svelletrykket i modellen, er denne forenklinga gjort. Trykket blir lagt inn i eit eige steg som kjem etter uttak og sikring i modellen. Svelletrykket vil eigentleg byggje seg opp over tid, etter kvart som leira får tilgang på vatn, men sidan RS2 ikkje tek omsyn til tid har maksimalt svelletrykk blitt lagt inn med det same. På denne måten vil ein kunne sjå effekten av korleis maksimalt svelletrykket vil påverke både deformasjonane i tunnelen og lasta på sikringstiltaka.

Svelletrykket som har blitt nytta i analysen er basert på resultata frå ødometertestane utført på sleppematerialet frå svakheitssona. I kap. 6 har svelletrykket til både rein leire og alt sleppemateriale under 5 mm blitt estimert. Resultata for rein leire er lagt ved i Vedlegg A-3 og A-4 og viser eit svelletrykk på 0,54 MPa. For sleppemateriale under 5 mm er resultata vedlagt i Vedlegg A-10 og A-11 og gir eit svelletrykk på 0,20 MPa i snitt. Alle resultata frå ødometertestane kan sjåast i Tabell 12. Det er i denne oppgåva antatt at svelletrykket frå alt sleppematerialet under 5 mm vil vere det mest realistiske svelletrykket som påverkar tunnelkonturen. Dermed er svelletrykket for svakheitssona i Volleberg tunnelen satt til 0,20 MPa. Likevel er den numeriske analysen blitt gjennomført både med svelletrykk på 0,20 MPa og 0,54 MPa. Dette er for å kunne samanlikna kor stor skilnad det blir i deformasjon og korleis lasta på boltane endrar seg for dei ulike svelletrykka.

9.2.3 Resultat

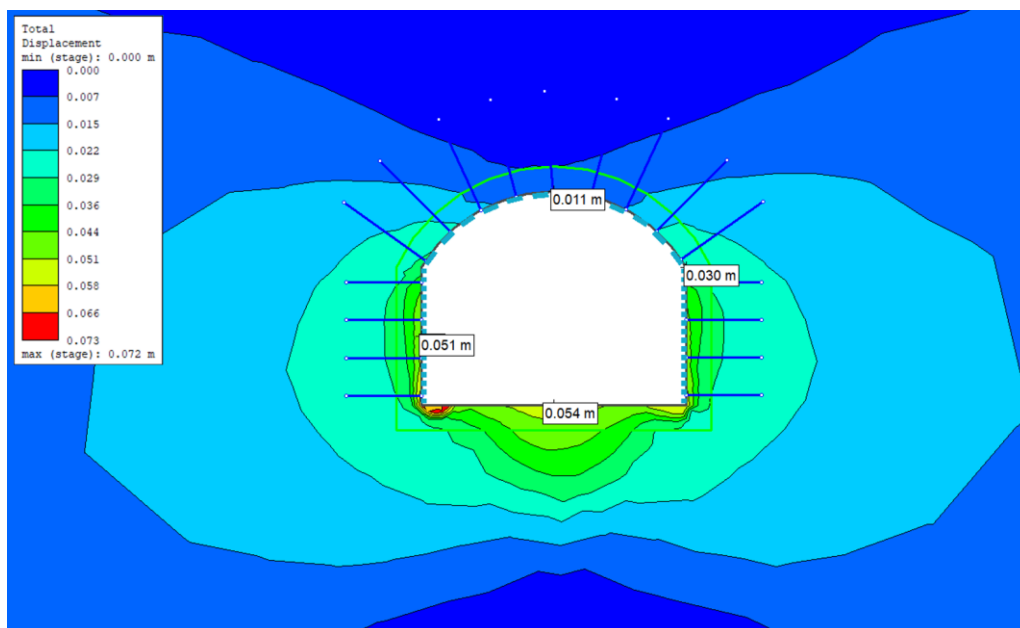
Modelleringa har føregått med plastisk materiale og generalisert Hoek-Brown som brotkriterium. Det blir sett på deformasjonane som oppstår i tak, vederlag, vegg og golv i modellane, for å enklare kunne samanlikne dei ulike analysane. Vidare blir det sett på korleis svelleleira belastar boltane.

I den første analysen er det sett på kor store deformasjonane blir i berget utan svelletrykk og utan sikring. I Figur 57 er deformasjonen som oppstår presentert.



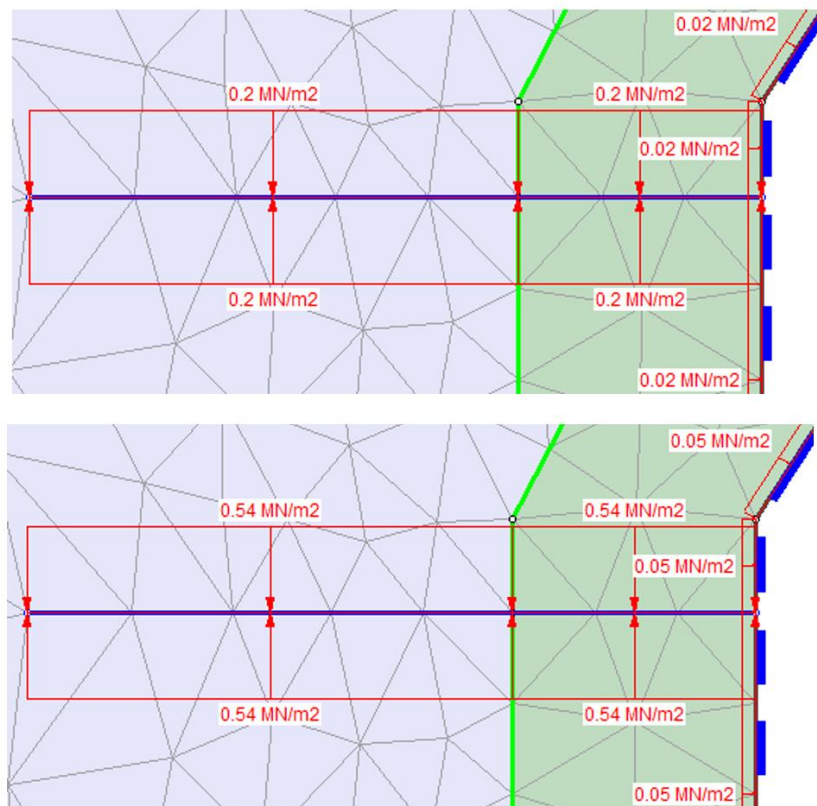
Figur 57: Analyse av deformasjonane rundt tunnelopninga. Modellen er utan sikring og svelletrykk.

Vidare har den same analysen blitt køyrd på nytt med sikring installert i same steg som uttaket. Sikringa består av 4 meters boltar frå vederlag til vederlag med ein avstand på 1,5 m x 1,5 m. I veggane er det blitt sikra med 3 meters boltar med ein avstand på 1,5 m x 1,5 m. Det har også blitt påført eit 15 cm tjukt lag med sprøytebetong frå såle til såle. Parametrane til boltane og sprøytebetongen er gitt i Tabell 20 og Tabell 21. Deformasjonane kan sjåast i Figur 58.



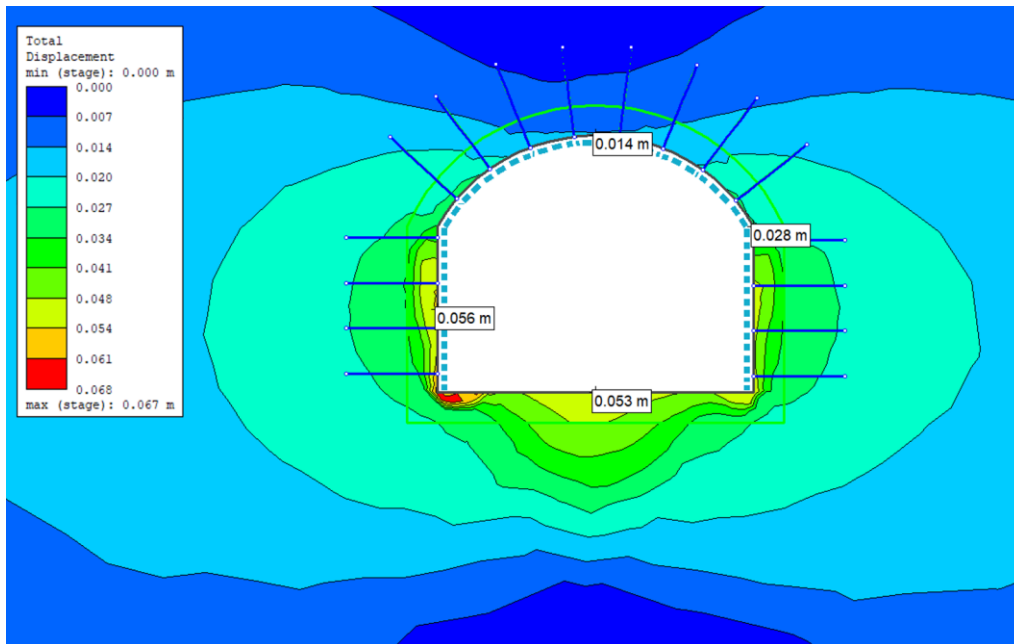
Figur 58: Analyse av deformasjonane rundt tunnelen, med sikring, utan svelletrykk.

Vidare har det blitt lagt på eit svelletrykk i modellen. For at modellen ikkje skal bli for tung å køyre er det valt å gjere nokon forenklingar i analysen med svelletrykk. I realiteten vil svelletrykket verke i alle retningar, men i desse analysane er det valt å leggje inn svelletrykket tangentialt med tunneløpet og vinkelrett på boltane. Det har også blitt lagt til eit svelletrykk direkte på tunnelkonturen, men dette utgjer berre 10% av estimert svelletrykk. Svelletrykket rundt tunnelkonturen er ikkje lagt inn i golvet, dermed vil deformasjonane estimert langs golvet vere misvisande, men sidan det ikkje er dette området som er mest kritisk for stabiliteten er det valt å gå for denne forenklinga for å gjere berekningane enklare. Ein enkel illustrasjon over korleis svelletrykket er lagt inn i modellane er vist i Figur 59.

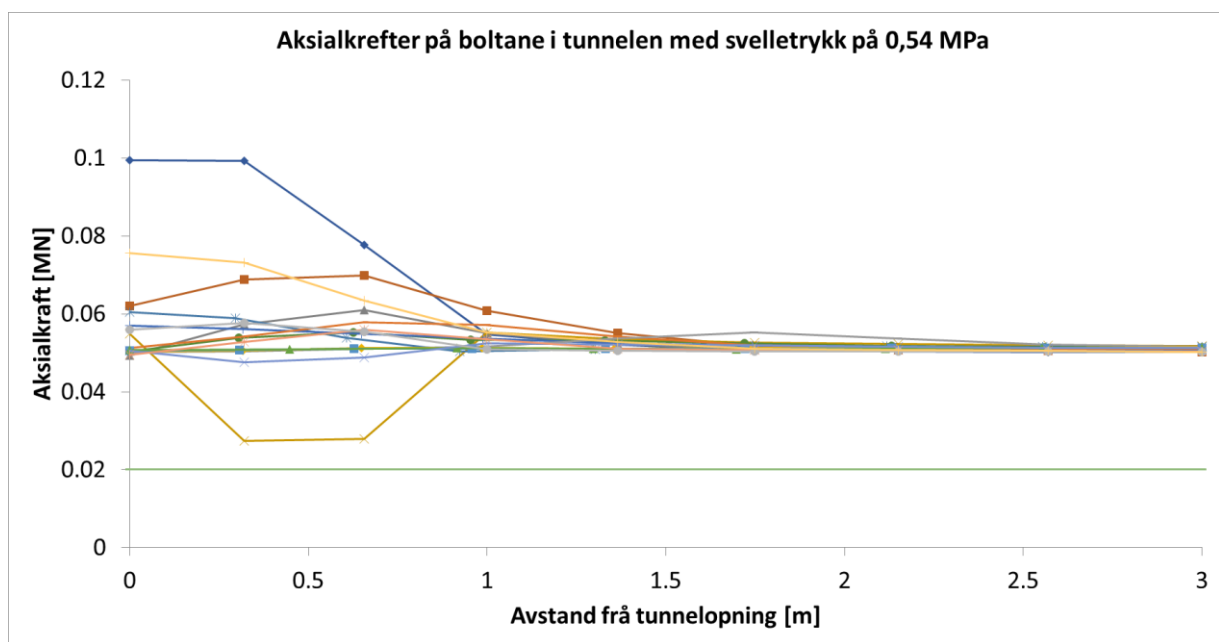


Figur 59: Illustrasjon over korleis svelletrykket er lagt inn i modellane.

Først har det blitt sett på kor stor deformasjonen og lasta på boltane blir når ein legg på eit svelletrykk på 0,2 MPa vinkelrett på boltane og eit svelletrykk på 0,02 MPa direkte på tunnelkonturen, som vist øvst i Figur 59. Deformasjonen som oppstår i tunnelen når ein legger på svelletrykk er vist i Figur 60 og aksialkreftene som verkar på boltane er vist i Figur 61.

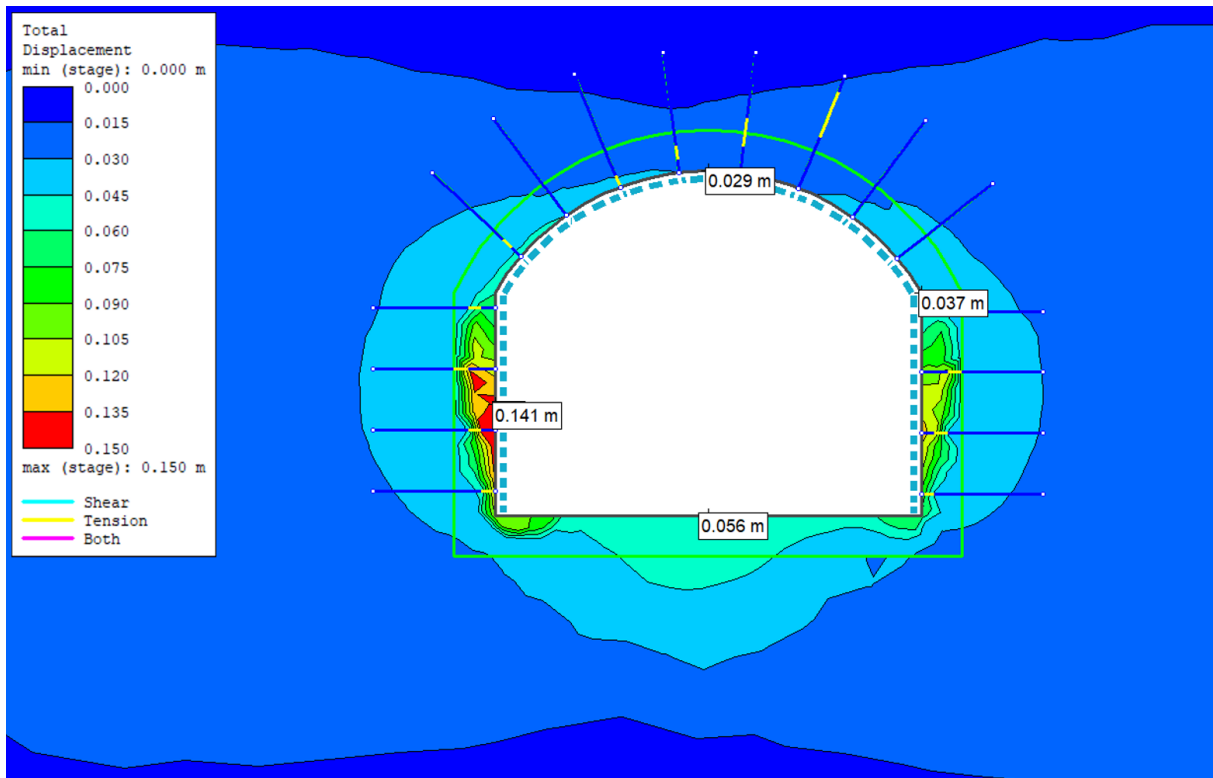


Figur 60: Deformasjon i tunnelen med 0,20 MPa svelletrykk.

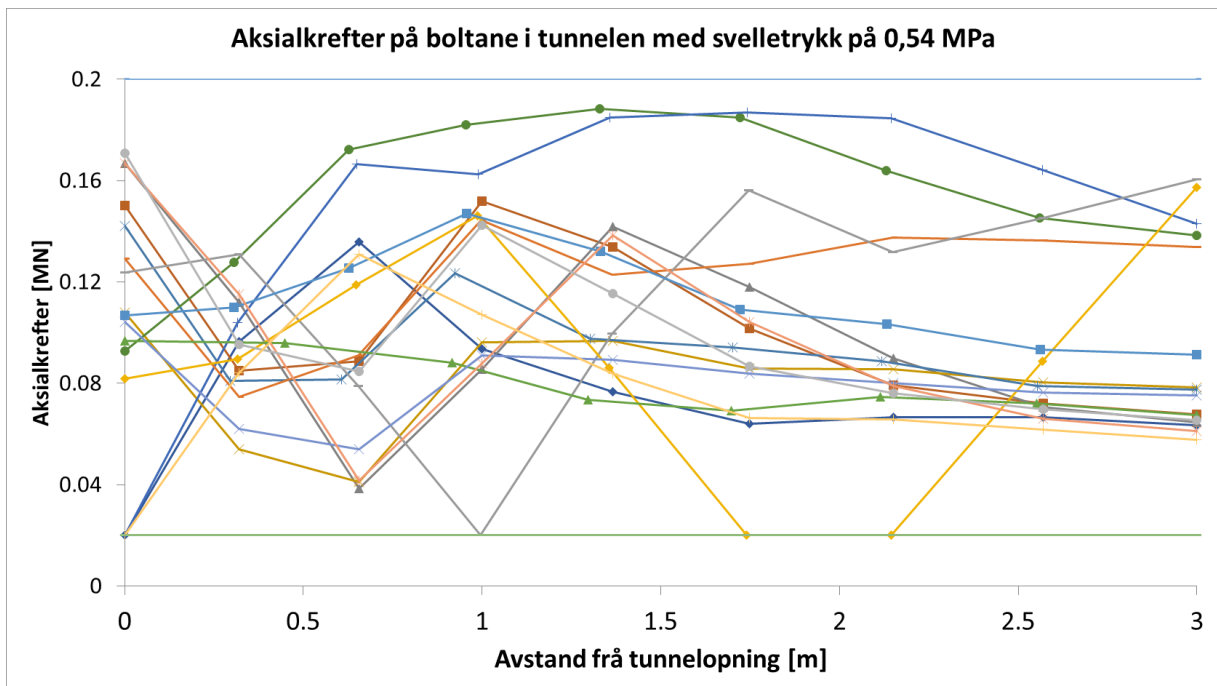


Figur 61: Lastfordeling på boltane i tunnelen med eit svelletrykk på 0,20 MPa. Residual strekkstyrke for boltane er gitt som grøn linje = 0,02 MN.

Vidare har same analysen blitt gjennomført på nytt, men med svelletrykk tilsvarende det rein leire frå Volleberg tunnelen vil gi. Dette er gjort ved å leggje på eit svelletrykk på 0,54 MPa tangentialt på tunnelkonturen, samt eit svelletrykk på 0,05 MPa vinkelrett på tunnelkonturen. Deformasjonane er vist i Figur 62 og lasta på boltane i Figur 63.



Figur 62: Deformasjonar i tunnelen med 0,54 MPa svelletrykk.



Figur 63: Lastfordelinga på boltane i tunnelen med eit svelletrykk på 0,54 MPa. Residual strekkstyrke for boltane er gitt som grøn linje = 0,02 MN. Maksimal strekkstyrke kapasitet for boltane er gitt som blå linje = 0,2 MPa.

10. Diskusjon

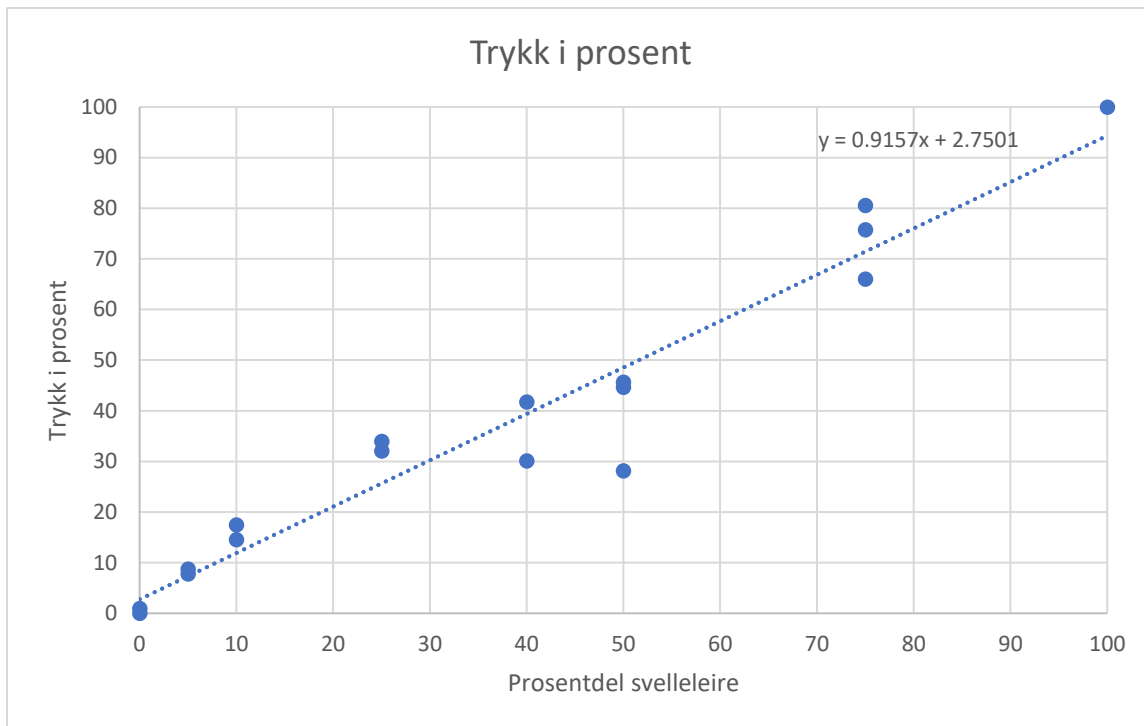
I denne oppgåva har det blitt sett på korleis svelletrykket i ein ødometertest endrar seg når ein blandar ut leira med det resterande materialet frå svakheitssona. Det har også blitt sett på stabiliteten til Volleberg- og Bruliheitunnelen, noko som har blitt gjort ved å sjå på sannsynet for blokkutfall ved hjelp av «Limit equilibrium analysis» og programmet UnWedge. Til slutt har det blitt sett på stabiliteten til ei svakheitssona i Volleberg-tunnelen ved hjelp av programmet RS2, og korleis svelletrykket til påverke sikringa og deformasjonen.

10.1 Diskusjon av resultata frå ødometertestane

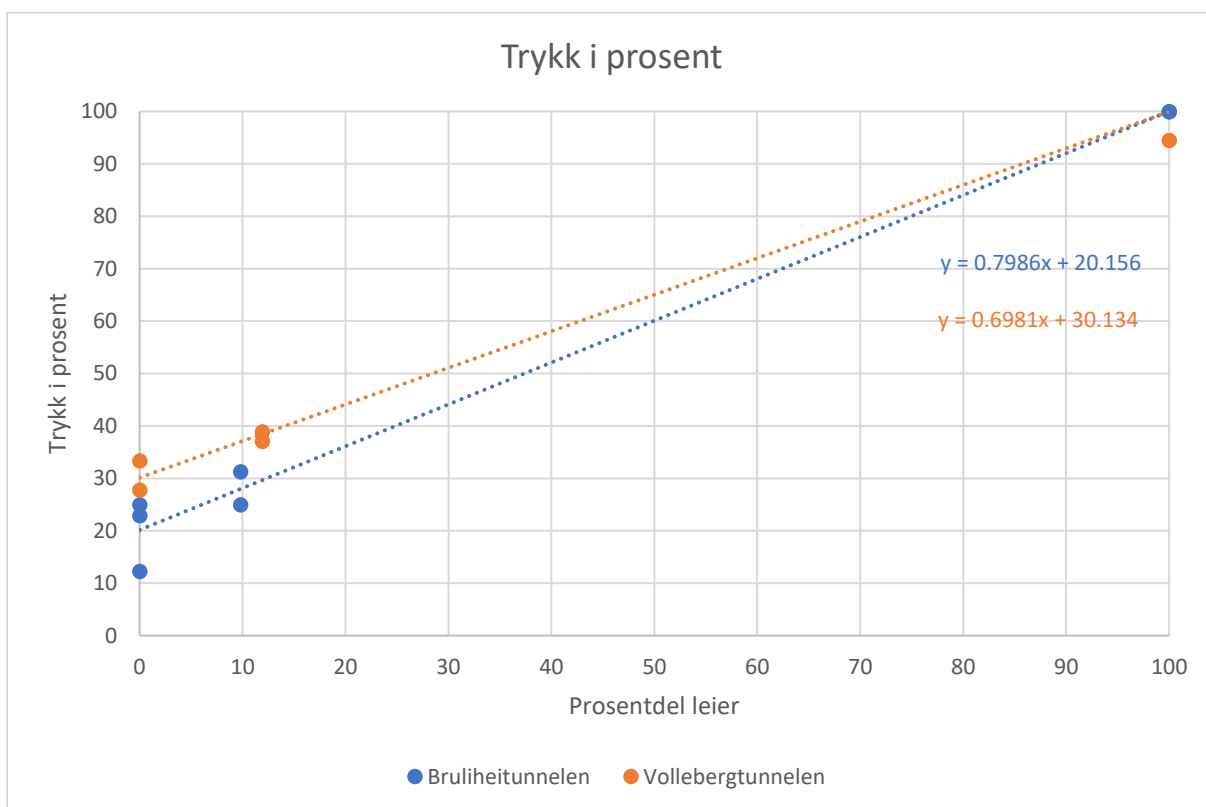
Det har blitt gjennomført 13 ødometerforsøk i masteroppgåva, samt 18 ødometerforsøk i prosjekt-oppgåva til underteikna. Hovudformålet med ødometertestane har vore å finne ut kor stor del av svelletrykket som faktisk verkar på tunnelkonturen og sikringskonstruksjonen i tunnelen. Dette blir gjort ved å finne svelletrykket til alt sleppemateriale i ein ødometertest, i staden for å berre finne svelletrykket til leira i sleppematerialet. Det har blitt valt å teste sleppematerialet under 5 mm, dette for å gjere nedknusinga av materiale enklare, i tillegg til at stein og grus ikkje vil påverke svellepotensialet til eit sleppemateriale i like stor grad som sand, silt og leire.

I prosjektoppgåva blei rein svelleleire testa i ødometer, deretter blei denne svelleleire blanda ut med ikkje-svellande materiale (kurugranitt) i bestemte prosentforhold. På denne måten kan ein sjå korleis svelletrykket reduserast med reduksjon av svelleleire. Resultatet frå prosjektoppgåva er presentert i Figur 64 der prosentdel svelleleire er plotta mot kor stort trykk materialet gir i prosent samanlikna med rein svelleleire.

Resultata frå ødometertestane med sleppemateriale frå Brulihei- og Volleberg-tunnelen har blitt presentert i Figur 65 på same måte som resultata frå prosjektoppgåva. Her vil det vere viktig å hugse på at leira har blitt blanda ut med nedknust sleppemateriale med kornfraksjon frå 20 µm til 5 mm. Det nedknuste materialet vil i motsetning til kurugranitten ha eit svelletrykk (sjå Vedlegg A-7, A-8, A-9, A-12 og A-13).



Figur 64: Resultata frå prosjektoppgåva (Kalhagen, 2020).



Figur 65: Trykk i prosent av trykket gitt av rein leire.

For Bruliheitunnelen utgjer leira 9,8% av alt sleppematerialet under 5 mm og for Volleberg tunnelen utgjer leira 11,9%. Ut i frå Figur 65 kan ein sjå at sleppemateriale i Bruliheitunnelen vil gi eit svelletrykk

på omtrentleg 28% av trykket som ein får ved ødometertest av rein leire frå tunnelen. Sleppematerialet til Volleberg tunnelen vil gi eit svelletrykk på omtrentleg 38% av svelletrykket ein får av rein leire.

Dersom ein samanliknar trendlinjene frå Bruliheitunnelen og Volleberg tunnelen med trendlinja frå prosjektoppgåva, kan ein sjå at svelletrykket reduserast kraftigare med reduksjon i leirmateriale i resultata frå prosjektoppgåva enn for Brulihei- og Volleberg tunnelen. Dette kjem av at materialet med ein kornfraksjon over 20 μm i sleppematerialet også vil swelle. Resultata frå prosjektoppgåva vil dermed bli misvisande sidan det der har blitt tatt utgangspunkt i at det resterande materialet i svakheitssona ikkje vil swelle. Til tross for dette vil ein framleis sjå ein betydeleg reduksjon i svelletrykk når ein blandar ut rein leire med resten av materiale frå svakheitssona. Dette kjem at av leira ofte utgjer ein relativt liten del av alt sleppemateriale og sidan materialet over 20 μm sweller mindre og normalt utgjer ein større del av alt sleppematerialet, vil det totale svelletrykket i svakheitssona bli betydeleg redusert.

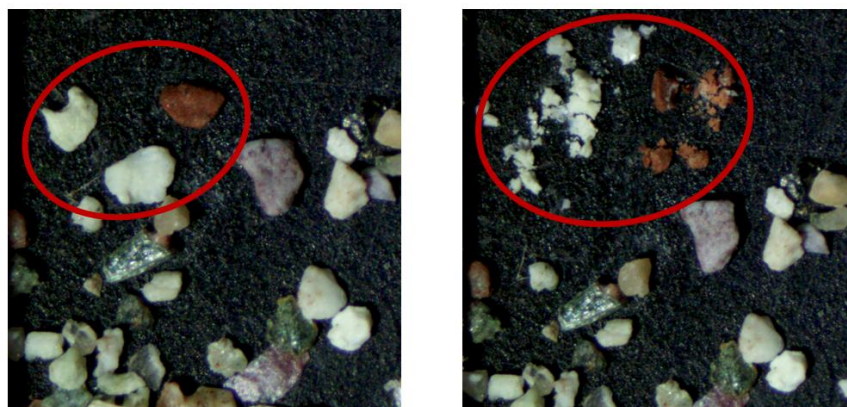
Til tross for denne ulikheita har Figur 64 og Figur 65 framleis eit par fellestrekk. Samanhengen mellom svelletrykket til rein leire og svelletrykket til nedknust materiale/ikkje-swelligande materiale vil vere tilnærma lineær for begge tilfella. Det vil seie at dersom ein kjenner til desse to svelletrykka vil ein kunne estimere svelletrykket til sleppematerialet, avhengig av kor stor del leire sleppematerialet inneheld.

Materiale med ein kornfraksjon større enn 20 μm vil, som nemnt tidlegare, swelle for både Bruliheitunnelen og Volleberg tunnelen. Ein av årsakene til dette er blant anna at noko av leirmaterialet ikkje nødvendigvis har blitt med gjennom siktene til leirfraksjonen, men i staden for blitt verande igjen ved andre kornstørrelser. Dermed vil prosentdel leire av alt sleppematerialet kunne vere misvisande. Eit eksempel på dette er dei samankitta leirpartiklar med ein kornstørrelse på 250 - 500 μm som blei oppdaga i sleppematerialet til Volleberg tunnelen.

Ved våtsiktinga av sleppemateriale frå Volleberg tunnelen blei det oppdaga at ikkje alt leirmateriale hadde løyst seg ordentleg opp, til tross for at materialet hadde lege i bløyt i over eit døgn. Dei samankitta leirklumpene blei etter beste evne forsøkt å løyse opp for hand. Dei største klumpene blei løyst opp til mindre bitar, men etter kvart som bitane blei mindre blir det vanskelegare å få løyst dei fullstendig opp. Det gjeld spesielt kornstørrelsen 500 μm til 250 μm (Figur 66) der det var vanskeleg å skilje mellom bergartsfragment og leirklumpar. Som vist i Figur 67 vil fragment som ser ut som mineralkorn eigentleg vere samankitta leire.



Figur 66: Sleppemateriale med kornstørrelse mellom 500 μm til 250 μm frå Volleberg tunnelen.



Figur 67: Eksempel på leirklumpar som kan forvekslast med mineralkorn.

Dette tilseier at det mest sannsynleg er eit høgare leirinnhald i sleppemateriale enn det som tidlegare har blitt kartlagt, og svelletrykket til sleppematerialet vil vere påverka av det resterande materialet i svakheitssona. Det vil også vere fleire usikkerheiter knytt til både innsamling av materiale og utføring av ødometer test. Ei svakheitssone kan vere opptil fleire meter, noko som gjer det vanskeleg å hente ut prøvematerialet som vil vere representativ for heile sona. Dette medfører at materiale som blir henta ut til analyse kan innehalde meir eller mindre leire samanlikna med resten av sona, noko som gjer at ein må vere forsiktig med å seie noko bestemt om kor stort innhald det er av leire i ei svakheitssone. Kor omstendeleg våtsiktinga har blitt gjennomført vil også spele inn på kor nøyaktig ein greier å kartlegge det faktiske innhaldet av leire i sleppematerialet.

Resultata frå ødometer testane kan også vere misvisande, og vil vere avhengig av kor nøyaktig ein har vore ved gjennomføring av testane, eventuelt om det har oppstått brukarfeil eller andre problem med utstyret. Eit av dei mest kritiske punkta når det kjem til gjennomføring av ein ødometer test, er når ein skal få kontakt mellom ødometerapparatet og prøvematerialet utan å komprimere prøven ytterlegare. Dersom ein er unøyaktig i dette steget kan det hende at ein ikkje får kontakt mellom apparatet og

prøvematerialet, noko som fører til at materialet vil få ein moglegheit til å swelle fritt utan at dette blir registrert. Ut i frå Vedlegg A-8 kan det sjå ut som om dette har skjedd for ødometertesten utført på nedknust materiale frå Bruliheitunnelen. Grafen frå denne testen viser at det tek lengre tid før det byrjar å byggje seg opp eit swelletrykk i dette tilfellet, samanlikna med dei andre ødometertestane. Ein må også vere forsiktig med å ikkje komprimere prøven ytterlegare, sidan resultatata frå analysen då vil bli forstyrta, noko som vil medføre at det ikkje lenger vil vere samanliknbart med andre resultat.

Laserdiffraksjonen av det nedknuste materialet frå Bruliheitunnelen og Volleberg tunnelen, vist i Figur 40, viser at over 90% av materialet har ein kornstørrelse under 94 μm for begge tunnelane. I tillegg er over 50% av materialet mindre enn 14,1 μm for Bruliheitunnelen og 18,9 μm for Volleberg tunnelen. Dermed vil ikkje alt av det nedknuste materialet vere like finkorna som leirmaterialet. Det er uvist korleis effekt dette vil ha på ødometertestane, men det er antatt at ein auka kornstørrelse vil auke porøsiteten til materiale noko som fører til at testane vil gå raskare mot maksimalt swelletrykk. I Vedlegg A-1 til A-13 kan ein sjå at ødometertesten med rein leire vil bruke lenger tid på å nå maksimalt swelletrykk, samanlikna med testane som inneheld meir nedknust materiale.

Til tross for desse utryggleikane vil swelletrykket bli redusert med godt over 50% av swelletrykket ein får frå rein leire. Dette er ikkje like mykje som blei kartlagt i prosjektoppgåva, der swelletrykket vil redusast tilnærma like mykje som innhaldet av swelleleire blei redusert med, men vil framleis vere ein merkbar reduksjon. Det vil framleis vere viktig å hugse på at swelletrykket målt i laboratoriet ikkje nødvendigvis vil vere identisk med det som byggjer seg opp i tunnelen, til tross for at ein har nytta alt sleppematerialet i analysen. Faktorar som tilgang på vatn, ionekonsentrasjon i vatnet, moglegheita for frisvelling og kor vassmetta leira allereie er vil også spele inn på kor høgt swelletrykk som kan byggje seg opp i ei svakheitssone.

10.2 Diskusjon av resultat frå stabilitetsanalyse

10.2.1 Q-systemet

Den empiriske metoden til Q-systemet blir nytta til å kontinuerleg kartleggje både Volleberg- og Bruliheitunnelen. Dette er ein enkel og tidseffektiv metode som er godt egna til å vurdere bergmassekvaliteten i takt med drivinga av tunnelen. I prosjekteringsfasen vil ein også kunne nytte Q-metoden til å estimere korleis Q-verdien vil variere langs tunnellopet. På denne måten vil ein på førehand få ein peikepinn på korleis bergmassekvaliteten er og ein vil kunne føresjå når ein vil treffe på ei svakheitssone. Q-systemet tek derimot ikkje omsyn til bergartens styrke og eventuell blokkdanning vil ikkje bli fanga opp. Det er viktig at dette også bli vurdert ved kartlegging av bergmassen.

10.2.2 «Limit equilibrium analysis»

Den analytiske metoden «Limit equilibrium analysis» er både enkel å forstå og å bruke, men er avhengig av gode inngangsparametrar. I analysen utført i denne oppgåva har dei horisontale spenningane blitt estimert ut i frå likning [7-6] der blant anna dei tektoniske spenningane inngår. Det er desse tektoniske spenningane, σ_{tec} , det vil vere knytt størst usikkerheit til. Figur 43, som er eit grovt kart basert på eit par spenningsmålingar i Noreg, har blitt nytta til å estimere σ_{tec} . Dette vil vere ein relativt grov tilnærming, og parameteren vil dermed føre med seg ein stor usikkerheit til analysen. I realiteten vil blokkene mest sannsynleg vere mindre innspent til tross for at dei horisontale spenningane allereie har blitt redusert for å kompensere for at ein ser på ei svakheitssone.

Sikkerheitsfaktoren til kilen funnen i den analytiske analysen må nyttast med stor forsiktighet. Blant anna på grunn av at det ikkje har blitt tatt omsyn til eit mogleg vasstrykk som vil kunne gi eit bidrag til dei drivande kreftene. Ut i frå analysen er sikkerheitsfaktoren allereie under 1, noko som tilseier at det vil vere stort sannsyn for eit utfall av kilen like etter utsprenninga av massane. Dersom ei slik kile ikkje har rast ut etter uttak av omkringliggende bergmasse, vil den vere svært ustabil og må sikrast tilstrekkeleg med boltar for å oppnå ein tilfredsstillande sikkerheitsfaktor.

Dersom ein får eit utfall av kilen vil dette medføre ein reduksjon av innspenningane i området. Dette vil igjen føre til at eventuelle omkringliggende blokker vil kunne bli avløyst og sannsynet for utfall av desse blokkene vil auke.

10.2.3 UnWedge

Sikkerheitsfaktoren til dei ulike blokkene funnen i UnWedge kan heller ikkje stolast blindt på. Blant anna på grunn av at spenningane i området ikkje har blitt inkludert i analysen. Spenningane vil hovudsakleg bidra med innspenning av blokkene, noko som vil vere med på å auke sikkerheitsfaktoren til blokken. Dermed vil det vere ein sjanse for at Blokk 7 (Figur 49) tilhøyrande Volleberg tunnelen og Blokk 2 (Figur 54) tilhøyrande området med låg overdekning i Bruliheitunnelen, i realiteten vil ha ein sikkerheitsfaktor over 1 etter utført sikring.

Til tross for dette vil det framleis vere fornuftig å vurdere geometrien til dei ulike blokkene. Blant anna vil det vere gunstig å auke boltelengde frå 3 meter til 4 meter ved sikring av Blokk 7 (Figur 49), for at boltane skal få ordentleg heft i intakt berg bak blokka. For Blokk 2 (Figur 54) kan ein derimot redusere lengda på boltane utan at det vil gå på kostnad av sikkerheitsfaktoren. Mesteparten av boltane er installert i intakt berg, noko som er unødvendig sidan det vil vere tilstrekkeleg å ha 1 meter av boltene i intakt berg. For å auke sikkerheitsfaktoren til blokka kan det derimot vere aktuelt å nytte fleire boltar.

Blokk 8 (Figur 52) tilhøyrande Bruliheitunnelen, har heller ikkje ein sikkerheitsfaktor som er innafør krava for langtidstabilitet. Dette kan blant anna komme av at i analysen i UnWedge får ein berre moglegheit til å sikre med endeforankra boltar med førehandsbestemte eigenskapar. I realiteten har det derimot blitt sikra med kombinasjonsboltar som vil ha andre eigenskapar, noko som ikkje har blitt tatt omsyn til i analysen. Det har heller ikkje blitt nytta sprøytebetong i analysen, noko som vil vere tilfelle for heile tunnelprofilen for området med låg overdekning i Bruliheitunnelen og frå vederlag til vederlag for Volleberg og Bruliheitunnelen. Dermed vil sikringa lagt inn i analysen i realiteten vere underdimensjonert, noko som tilseier at alle sikkerheitsfaktorane vil få eit ekstra stabiliserande bidrag frå denne sikringa som ikkje har blitt tatt omsyn til. For området med låg overdekning i Bruliheitunnelen vil det også vere sikra med sprøytebetongbogar, noko som kjem i tillegg til boltar og sprøytebetong. Bogane vil fungere som enda eit stabiliserande tiltak i svakheitssona. Sjølv om sikringa er delvis underdimensjonert i analysen, er det viktig å hugse på at det kan førekomme andre unøyaktigheitar i analysen som vil kunne bidra til ein reduksjon av sikkerheitsfaktorane.

10.2.4 RS2

Det mest markante skilje i deformasjon i dei numeriske analysane i RS2 er når ein går frå å analysere svakheitssona utan sikring til svakheitssona med sikring. Deformasjonen i ulike punkt langs tunnelkonturen for svakheitssona utan svelletrykk er presentert i Tabell 26. Den største forskjellen i deformasjon finn ein i heng, her vil deformasjonen reduserast med 85% ved installasjon av sikring. Deformasjonen i vederlaget vil også bli betydeleg redusert, mens i vegg vil deformasjonen faktisk auke litt.

Tabell 26: Deformasjon i forskjellige punkt, samt største deformasjon i svakheitssona utan svelletrykk.

	Heng	Vederlag	Vegg	Golv	Maks. def.
Utan sikring	0,077 m	0,052 m	0,050 m	0,063 m	0,079 m
Med sikring	0,011 m	0,030 m	0,054 m	0,054 m	0,072 m

Sjølv om det ikkje er noko reduksjon i deformasjon i veggane, vil det vere endringa i deformasjon i hengen som vil vere mest avgjerande for stabiliteten, sidan det er dette området som er mest kritisk med tanke på utrasing og utfall av blokker. Deformasjonen i golvet vil også minke ved installasjon av sikringstiltak, dette er til tross for at det ikkje har blitt sikra i golvet. Dette kan ha noko med at sikringstiltaka vil ta opp spenningar som også vil kunne ha innverknad på golvet, og dermed auke stabiliteten til tunnelen i sin heilheit.

Det vil heller ikkje vere den største reduksjonen i maksimal deformasjon langs tunnelkonturen. Men frå Figur 57 og Figur 58 kan ein sjå at størst deformasjon vil oppstå i venstre hjørne langs golvet når ein

har installert sikring, mens størst deformasjon oppstår i hengen i tunnelen utan sikring. Ein stor deformasjon i heng vil vere kritisk for tunnelstabiliteten, men i golvet kan ein ikkje få utrasing og ein stor deformasjon her vil ikkje vere like kritisk. I tillegg kan det vere greitt å merke seg at geometrien på tunnelkonturen i RS2 vil ha ein skarp vinkel på 90° i modellen. I realiteten er ikkje vinkelen like skarp, og ein vil dermed ikkje få like høge spenningar i hjørnet, noko som gjer til at deformasjonen vil bli mindre enn den modellert i RS2.

Deformasjonen som oppstår når ein legg inn eit svelletrykket på 0,20 MPa og 0,54 MPa i modellen med installert sikring, er presentert i Tabell 27.

Tabell 27: Deformasjon i forskjellige punkt, samt største deformasjon i svakheitssona med svelletrykk.

	Heng	Vederlag	Vegg	Golv	Maks. def.
0,20 MPa	0,014 m	0,028 m	0,056 m	0,053 m	0,067 m
0,54 MPa	0,029 m	0,037 m	0,141 m	0,056 m	0,150 m

For analysen med eit svelletrykk på 0,20 MPa vil deformasjonen i heng og vegg auke samanlikna med analysen utan svelletrykk. I vederlaga og golvet vil derimot deformasjonen minke. Det same gjeld den maksimale deformasjon i modellen, som også vil minke for analysen med 0,20 MPa, samanlikna med analysen utan svelletrykk. Dermed vil eit svelletrykk på 0,20 MPa direkte på boltane og 0,02 MPa langs tunnelkonturen ikkje gje det største utslaget på deformasjonen. Dette kan ha noko med at boltane tek opp alt trykket på 0,20 MPa som verkar vinkelrett på dei, i tillegg til at trykket lagt på tunnelkonturen berre utgjer 10% av trykket som har moglegheit til å byggje seg opp. Denne forenklinga er gjort for at det skulle bli lettare for programmet å køyre analysen, men vil føre til at ein får eit mindre utslag på deformasjonane, sidan ein ikkje har lagt inn størst mogleg svelletrykket direkte på tunnelkonturen.

Aksialkrafta som boltane blir belasta med er vist i Figur 61. Boltane nytta i analysen vil ha ein makskapasitet på 0,2 MN, og ut i frå Figur 61 kan ein sjå at største aksialkraft som verkar på boltane ikkje overstig 0,1 MN. Dermed vil boltane installert vere godt egna til å handtere eit svelletrykk på 0,20 MPa. Ingen av boltane eller sprøytebetongen har gått i brot, og sidan endring i deformasjon, samanlikna med analysen med sikring, ikkje er den største, tilseier dette at sikringa installert i tunnelen er tilstrekkeleg.

Deformasjonen som oppstår langs tunnelkonturen når ein har eit svelletrykk på 0,54 MPa vil derimot vere vesentleg meir markant. Den største forskjellen vil vere i veggane. Eit svelletrykk på 0,54 MPa vil gi ein deformasjon i venstre vegg på 14,5 cm, noko som er 8,4 cm meir enn det ein vil få med eit svelletrykk på 0,20 MPa. Det er også ein stor skilnad på maksimal deformasjon, der analysen med

høgast svelletrykk vil ha ein maksimal deformasjon som er 2,24 gonger større enn for analysen med lågast svelletrykk.

Det at ein vil få mykje større deformasjon i analysen med eit svelletrykk på 0,54 MPa, vert også spegla av aksialkrafta som verkar på boltane, sjå Figur 63. Lasta på boltane er svært ujamn og vil for fleire av boltane gå opp mot maksimal strekkstyrke på 0,2 MN. For eit par av boltane kan ein sjå at aksialkrafta som verkar på boltane går ned mot residual strekkstyrke på 0,02 MN, noko som tyder på at dei har gått i brot. I Figur 62 kan ein sjå korleis boltar som har gått i brot. Dette kan observerast ved at det området langs bolten som har gått i brot vil vere farga med ein gul farge, som tilseier strekkbrot, i staden for ein blå farge. Sjølv om boltane har gått i brot, vil dei framleis kunne ta opp ei belastning tilsvarande residual strekkstyrke, men dette vil nødvendigvis ikkje vere tilstrekkeleg for å halde området stabilt. Som følgje av den store deformasjonen som oppstår, i tillegg til at fleire av boltane har gått i brot, bør ein auke sikringsmengda for å få ein tilfredsstillande stabilitet i tunnelen.

Den numeriske analysen i RS2 er ein 2D analyse, noko som fører til at svakheitssona vil få uendeleg utstrekning. I realiteten vil det svake materialet det har blitt modellert med bli støtta opp av meir kompetent berg både før og etter sona. Dette er ein faktor som RS2 ikkje tek omsyn til, noko som fører til at analysen vil gi eit meir konservativt resultat enn det som er realistisk. Det har heller ikkje blitt lagt inn sprøytebetongbogar i modellen av svakheitssona til Volleberg tunnelen, noko som det er installert fleire av i sjølve tunnelen. Resultata i den numeriske analysen vil dermed berre kunne gi eit bilde på korleis situasjonen er, men sidan det har blitt gjort fleire forenklingar og tilnærmingar i analysen vil den ikkje spegle verkelegheita.

Det viser seg at om ein har eit svelletrykk på 0,20 eller 0,54 MPa vil dette kunne ha ganske stor betydning for om sikringskonstruksjonen er tilstrekkeleg eller ikkje. Generelt er det ikkje nok kunnskap om dette emnet og eksisterande litteratur om svelletrykk i tunnel vil kunne vere motseiande. Blant anna skriv Tyssekvam (1996) at svelletrykket som regel vil vere betydeleg lågare i ein tunnel enn målt i laboratoriet, i nokon felle berre 50% av trykket målt i ødometer. I Mao et al. (2011b) viser det seg derimot at trykket som verkar på sikringskonstruksjonen installert i Finnfast undersjøiske tunnel er tilsvarande trykket kartlagt i laboratoriet. Ut i frå resultata frå ødometerforsøka gjennomført i denne oppgåva og prosjektoppgåve til underteikna (Kalhagen, 2020) kjem det fram at svelletrykket vil bli merkbar redusert når ein blandar leira ut med det resterande sleppemateriale. Ved eit leirinnhald på under 15% vil svelletrykket til alt sleppemateriale bli under 50% av svelletrykket til rein leire. Desse undersøkingane er vel å merke ganske enkle, då det blant anna ikkje har blitt tatt omsyn til in-situ vassforhold, vatnet sin ionekonsentrasjon og moglegheita for frising. Leira vil også vere tørka, oppmølla og blanda med anna materiale, i dei faktiske forholda kan svelleleira opptre meir samla, noko

som vil kunne medføre eit høgare svelletrykk samanlikna med når leira er jamt fordelt med det resterande sleppematerialet.

11. Konklusjon

Dimensjonering av sikring i ei svakheitssone med svelleleire er eit vanskeleg tema og det finst lite litteratur om kva som skal vere bestemmande for dimensjoneringa. Ved analyse av sleppemateriale blir leirfraksjonen skilt frå resten av materialet, før den blir testa i ødometer og ved frisvelling. Med betre forståing av korleis svelleeigenskapane blir påverka av kor høgt leirinnhaldet i sleppematerialet er, kan ein få eit betre grunnlag for å dimensjonere sikringa. Det blir også vanlegare og vanlegare å drive tunnel gjennom områder med låg overdekning. Det har dermed også blitt sett på sannsynet for blokkutfall i eit område med låg overdekning i Bruliheitunnelen, samt for Brulihei- og Volleberg-tunnelen i sin heilheit. Konklusjonane i denne oppgåva er basert på kartlegging i felt, preparering og testing av materiale i laboratoriet og ulike stabilitetsanalysar. Det har blitt konkludert med følgande:

- Ved våtsikting av sleppemateriale vil det vere vanskeleg å få løyst opp alt materialet. Sleppe-materialet nytta i denne oppgåva låg i bløyt i eit døgn før våtsikting, men det blei framleis oppdaga samankitta leire som ikkje hadde fått løyst seg ordentleg opp. Ein metode for å få løyst opp meir av materialet kan vere å la materialet ligge enda lengre i bløyt, samt prøve å løyse opp materialet ytterlegare for hand i løpet av bløytlegginga.
- Dersom ein ikkje får løyst opp alt leirmaterialet og våtsiktinga blir gjort unøyaktig, vil det kartlagde prosentinnhaldet av leire i eit sleppemateriale bli misvisande. Sleppe-materialet samla inn til analysen er heller ikkje nødvendigvis representativ for heile svakheitssona. Dermed må ein vere forsiktig med å basere konklusjonar og bestemmande sikringstiltak på prosentinnhald leire kartlagt i analysen.
- Nedknust sleppematerialet mellom 20 µm og 5 mm vil kunne gi eit visst svelletrykk. Dette kan komme av at noko av materialet er samankitta leire, samt at bergartsfragment over 20 µm også kan gi eit svelletrykk. Noko som kan komme av at mineral over 20 µm kan vere delvis omdanna til svelleleire og på den måten får svellande eigenskapar. Svelling kan også oppstå som følgje av dei strukturelle eigenskapane til materialet som permeabilitet, porøsitet eller lagdeling.
- Til tross for ein del uvisser knytt til ødometerforsøka vil skilnaden mellom svelletrykket til alt sleppematerialet og rein leire framleis vere markant. For Volleberg-tunnelen vil svelletrykket reduserast med 62% for ein ødometertest med alt sleppematerialet, der leirinnhaldet er på 11,9%, mot ein ødometertest av rein leire. For Bruliheitunnelen vil svelletrykket vere redusert med 72% ved analyse av alt sleppematerialet mot rein leire. Sleppe-materialet inneheld 9,8% leire.
- Resultata frå ødometerforsøka med rein leire og alt sleppematerialet til Volleberg-tunnelen, har blitt nytta i analysane av svakheitssona i Volleberg-tunnelen i RS2. Leira frå tunnelen vil gi

eit svelletrykk på 0,54 MPa, mens alt sleppematerialet gir eit svelletrykk på 0,20 MPa. For analysen med svelletrykk tilsvarande rein leire vil fleire av boltane gå i brot og ein vil få store deformasjonen i tunnelen. For analysen med svelletrykk tilsvarande alt sleppematerialet vil ingen boltar gå i brot, og deformasjonen blir betrakteleg mindre. Dermed kan ein anta at sikringa lagt inn i modellen (systematisk bolting og sprøytebetong), vil vere tilstrekkeleg for eit svelletrykk tilsvarande sleppematerialet, men ikkje for svelletrykket til rein leire. Det vil seie at det er stor skilnad på deformasjonen i tunnelen og lasta på sikringskonstruksjonen avhengig av om ei nyttar svelletrykket til alt sleppematerialet eller svelletrykket til rein leire. Det kan dermed vere svært nyttig å ha god kunnskap om kor stort svelletrykk som kan byggje seg opp i tunnelen, sidan ein då vil kunne dimensjonere sikringa ut i frå eit meir representativt svelletrykk.

- Analysemetodane nytta i denne oppgåva kan brukast til å sjå på ulike stabilitetsproblem. Q-metoden er ein enkel og effektiv metode som eignar seg godt til å vurdere stabiliteten til bergrom i takt med drivinga. Denne metoden fangar derimot ikkje opp blokker som kan dannast og ein må dermed vurdere dette i tillegg.
- Ein meir nøyaktig analyse av stabilitetane til blokkene er utført i UnWedge. Der viser det seg at det kan bli danna lange spir i hengen til Volleberg tunnelen, og det kan dermed vere lurt å auke boltelengda for å få sikra desse spira betre. For Bruliheitunnelen vil det ikkje bli danna like avlange blokker, men det kan vere gunstig å minke bolteavstanden for å sørge for at alle blokkene blir sikra tilstrekkeleg.
- «Limit equilibrium analysis» har blitt nytta til å sjå på blokkstabiliteten i hengen til området med låg overdekning i Bruliheitunnelen. Blokka lokalisert i hengen har ein sikkerheitsfaktor på mindre enn 1, og vil dermed vere svært ustabil. Det har ikkje blitt tatt omsyn til eit eventuelt vasstrykk i tunnelen, noko som kan medføre auka ustabilitet. Det vil dermed vere eit visst sannsyn for at ein vil få utfall av blokka ved uttak av omkringliggende bergmasse.

12. Kjelder

- Bane NOR. 2020. *TVR:00039 Tunneler/Prosjektering og bygging*. Tilgjengeleg frå: <https://trv.banenor.no/wiki/TRV:00039> [Henta: 23.03 2021].
- Barton, N. & Choubey, V. 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics Felsmekanik M canique des Roches*, 10, s.1-54.
- Barton, N., Grimstad, E. & Løset, F. 2015. *Håndbok Q-systemet*, Oslo: NGI.
- Bevercontrol.com. 2021. *Bever Control a.s.* Tilgjengeleg frå: bevercontrol.com [Henta: 24.04 2021].
- Bieniawski Z. T. 1989. Engineering rock mass classifications. A complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. *John Wiley & Sons, Inc.*, s.251
- Brattli, B. 2015. *Ingeniørgeologi løsmasser*, Trondheim, NTNU, Institutt for geologi og bergteknikk.
- Bravo, A., Jerez, O., Kelm, U. & Poblete, M. 2017. Dehydration-hydration reactivity of laumontite: analysis and tests for easy detection. *Clay Minerals*, 52(3), s.315-327.
- Brekke, T. L. 1965. On the measurement of the relative potential swellability of hydrothermal montmorillonite clay from joints and faults in pre-cambrian and paleozoic rocks in Norway. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*, 2, s.155-165.
- Brekke, T. L. & Selmer-Olsen, R. 1965. Stability problems in underground constructions caused by montmorillonite-carrying joints and faults. *Engineering geology*, 1, s.3-19.
- Broch, E. & Nilsen, B. 1999. *Ingeniørgeologi - fjell*, Trondheim, NTNU, Institutt for geologi og bergteknikk.
- Cai, M., Kaiser, P. K., Tasaka, Y. & Minami, M. 2007. Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *International journal of rock mechanics and mining sciences (Oxford, England : 1997)*, 44, s.247-265.
- Chen, R.-P., Lin, X.-T. & Wu, H.-N. 2019. An analytical model to predict the limit support pressure on a deep shield tunnel face. *Computers and geotechnics*, 115, s.1-11.
- Dong-Ping, D., Liang, L., Jian-Feng, W. & Lian-Heng, Z. 2016. Limit equilibrium method for rock slope stability analysis by using the Generalized Hoek–Brown criterion. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 89, s.176-184.
- Dahl, F., Hagen, S. & Holmøy, K. 2013. Utvikling innenfor testing av svelleegenskaper – testapparaturer og metodikk – svelleleire og bergarter. *Fjellsprenningsdagen*. Oslo: Norsk forening for fjellsprenningsteknikk.
- Elsworth, D. 1989. Wedge stability in the roof of a circular tunnel: Plane strain condition. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts* 23(2), s. 177-181.

- Elvebakk, H. 2011. Sammenstilling av resistivitet, seismiske hastigheter og naturlig gammastråling i norske bergarter. NGU.
- Frengen, R. B. 2020. *Assessment of swelling pressure on sprayed concrete lining at the headrace tunnel of Moglice Hydropower Project*. Masteroppgåve. NTNU.
- Gillott, J. E. 1987. *Clay in engineering geology*, Amsterdam: Elsevier.
- Grøv, E. 2015. *Hva kjennetegner den norske tunnelbyggemetoden?* Tilgjengelig frå: <https://docplayer.me/14899817-Nff-internasjonalt-forum-2015-hva-kjennetegner-den-norske-tunnelbyggemetoden.html> [Henta: 19.05 2021].
- Harrison, J. P. & Hudson, J. 1997. *Engineering rock mechanics: an introduction to the principles*. Oxford: Elsevier.
- Hoek, E. 2007. *Practical rock engineering*. Toront: Rocscience.
- Hoek, E. & Brown, E. T. 1980. *Underground excavations in rock*, London, Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E. & Brown, E. T. 1998. Practical estimates of rock mass strength. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 34, s.1165-1186.
- Hoek, E. & Brown, E. T. 2018. The Hoek–Brown failure criterion and GSI – 2018 edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11, s.445-463.
- Hoydedata.no. 2021. *Høydedata - Laser Innsyn*. Tilgjengelig frå: <https://hoydedata.no/LaserInnsyn/> [Henta: 30.03 2021].
- ISRM 1978a. Suggested methods for determining sound velocity. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*, 15, s.53-58.
- ISRM 1978b. Suggested methods for determining tensile strength of rock materials. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*, 15, s.99-103.
- ISRM 1978c. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*, 15, s.319-368.
- ISRM 1979. Suggested Methods for Determining the Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rock Materials. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*, 16, s.137-140.
- ISRM 1985. Suggested method for determining point load strength. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*, 22, s.51-60.
- Kalhagen, I. 2020. *Studie av svellepotensial til leirmateriale/sleppemateriale*. Prosjektoppgåve. NTNU.
- Kocheise, R.-C. 1994. *Svelleleire i undersjøiske tunneler*. Doktorgrad. Norges tekniske høgskole, Institutt for geologi og bergteknikk.
- Li, C. C. 2018. *Rock Mechanics*, Trondheim, NTNU.

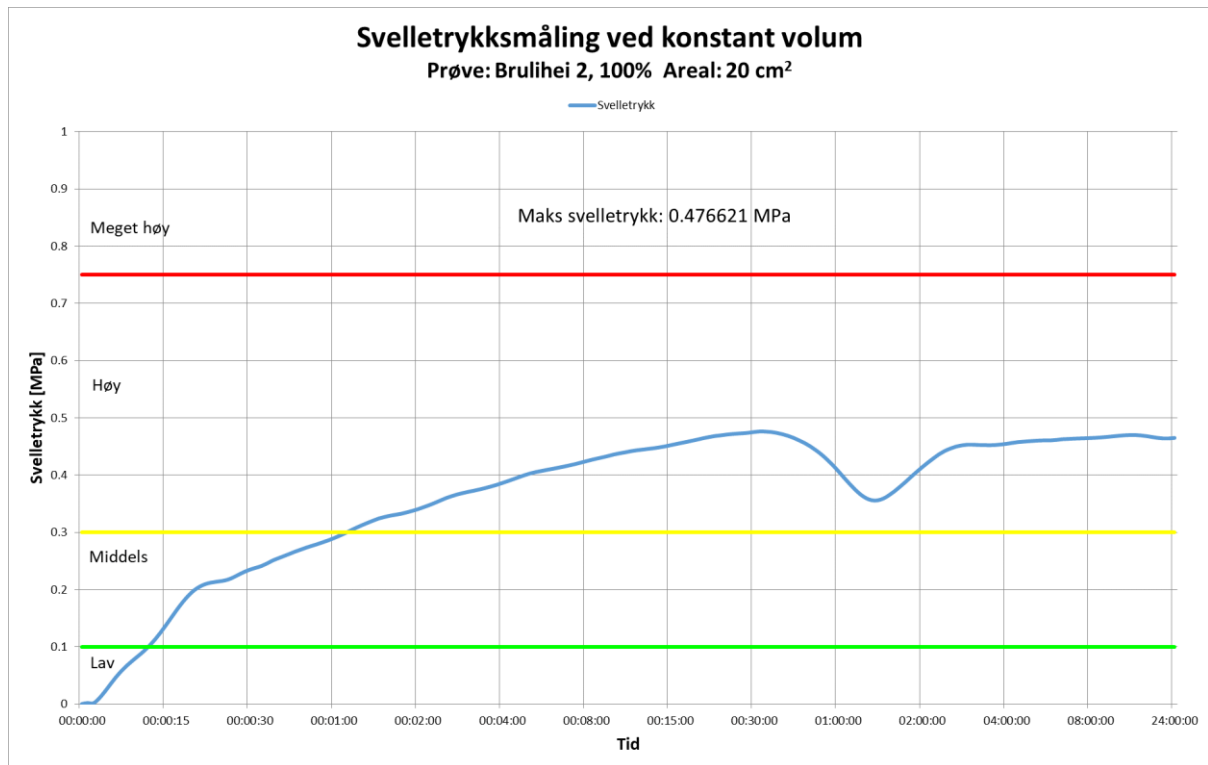
- Macewan, D. M. C. 1972. Montmorillonite minerals. *The X-ray identification and crystal structures of clay minerals*. London: Mineralogical Society.
- Madsen, F. T. & Müller-Vonmoos, M. 1989. The swelling behaviour of clays. *Applied clay science*, 4, s.143-156.
- Mao, D., Nilsen, B. & Dahl, F. 2011a. Laboratory Testing of Swelling Gouge from Weakness Zone - Principle and Recent Update. 45th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, 2011. *American Rock Mechanics Association*.
- Mao, D., Nilsen, B. & Lu, M. 2011b. Analysis of rock support performance for tunnelling in weakness zones containing swelling clay. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 26, s.472-480.
- Mao, D., Nilsen, B. & Lu, M. 2012. Numerical analysis of rock fall at Hanekleiv road tunnel. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71, s.783-790.
- McClay, K. R. 1987. *The mapping of geological structures*, Milton Keynes: Open University Press.
- Miyawaki, R., Hartert, F., Pasero, M. & Mills, S. J. 2020. *The new IMA list of minerals*. Commission on New Minerals, Nomenclature and Classification of the International Mineralogical Association. Tilgjengeleg frå : <https://www.ima-mineralogy.org/> [Henta: 03.03.2021].
- NGU. 2021. *Nasjonal løsmassedatabase*. Tilgjengeleg frå: http://geo.ngu.no/kart/losmasse_mobil/ [Henta: 03.03.2021].
- Nilsen, B. 1999. Alternative metoder for stabilitetsanalyse. *Fjellsprengningskonferansen – Bergmekanikkdagen – Geoteknikkdagen 1999*. Oslo, s. 33.1-15.
- Nilsen, B. 2016. *Ingeniørgeologi-Berg*, Grunnkurskompendium. NTNU.
- Nilsen, B. & Palmstrøm, A. 2000. *Engineering geology and rock engineering*, Oslo, Norwegian Group for Rock Mechanics.
- Nilsen, B. & Thidemann, A. 1993. *Rock Engineering*, NTNU.
- Norconsult 2019a. Prosjekteringsrapport Bruliheitunnelen - Ingeniørgeologisk og hydrogeologisk rapport. *E39 Kristiansand vest - Mandal øst*. Nye Veier.
- Norconsult 2019b. Prosjekteringsrapport Volleberg - Ingeniørgeologisk og hydrogeologisk rapport. *E39 Kristiansand vest - Mandal øst*. Nye Veier.
- Nye Veier. 2021. *E39 Kristiansand vest - Mandal øst*. Tilgjengeleg frå: <https://www.nyeveier.no/prosjekter/e39-sorvest/e39-kristiansand-vest-mandal-ost/> [Henta: 10.02.2021].
- Odom, I. E. 1984. Smectite clay Minerals: Properties and Uses. *Philosophical transactions of the Royal Society of London. Series A: Mathematical and physical sciences*, 311, s.391-409.
- Olesen, O., Dalsegg, E., Elvebakk, H., Gellein, J. & Rønning, J. S. 2007. Dypforvitring i Oslo-regionen: påvisning og oppfølgende undersøkelser. Vegdirektoratet.

- Palmstrøm, A. 1995. *RMI - a rock mass characterization system for rock engineering purposes*.
Department of Geology, University of Oslo.
- Panthi, K. K. 2006. *Analysis of Engineering Geological Uncertainties Related to Tunnelling in Himalayan Rock Mass Conditions*. Ph.d.-avh. NTNU.
- Panthi, K. K. 2012. Evaluation of rock bursting phenomena in a tunnel in the Himalayas. *Bulletin of engineering geology and the environment*, 71, s.761-769.
- Panthi, K. K. 2020. *TGB4185 Bergmassens oppspreking og egenskaper*, Institutt for geovitenskap og petroleum.
- Pedersen, K. B., Kompen, R. & Kveen, A. 2010. *Arbeider foran stuff og stabilitetssikring*, Oslo, Statens Vegvesen
- Pimentel, E. 2015. Existing methods for swelling tests – a critical review. *Energy Procedia*, 79, s.96-105
- Pretec. 2017. *NC-Bolt M20 Kombinasjonsbolt/Sikringsbolt*. Tilgjengeleg frå: https://pretec.no/wp-content/uploads/2016/05/NC-Bolt-M20-HRB500E-07.06.2017.pdf?fbclid=IwAR2lum56kC_JzEfFia131vpZYJ3w5ZBkiwtWC9ICPQdPBT-QW8QNBFTtOM [Henta: 18.05 2021].
- Ramberg, I. B., Bryhni, I., Nøttevedt, A. & Rangnes, K. 2013. *Landet blir til: Norges geologi*, Trondheim, Norsk geologisk forening.
- Rambøll. 2016. E39 Kristiansand vest - Mandal øst, Geofysiske grunnundersøkelser. Nye Veier
- Rambøll & Sweco 2017. ROS-Analyse E39 Kristiansand vest - Mandal øst. Nye Veier.
- Rocscience. 2021a. *Overview of UnWedge Bolt Properties* Tilgjengeleg frå: https://www.rocscience.com/help/unwedge/unwedge/bolt_properties_overview.htm [Henta: 13.05.2021].
- Rocscience. 2021b. *RS2*. Tilgjengeleg frå: <https://www.rocscience.com/software/rs2> [Henta: 26.04.2021].
- Rocscience. 2021c. *UnWedge*. Tilgjengeleg frå: <https://www.rocscience.com/software/unwedge> [Henta: 24.04.2021].
- Rokoengen, K. 1973. *Svelleegenskaper hos leirsoner i fjell*. Ph.d.-avh. NTH.
- Schütz, R. 2010. *Numerical Modelling of Shotcrete for Tunnelling*. Ph.D.-avh. Imperial College London.
- Selen, L. 2020. *Assessment on the swelling and disintegration potential of weak and wathered rocks in water tunnels of hydropower projects – a contribution base don use of laboratory testing methods*. Ph.d.-avh. NTNU.
- Selen, L., Panthi, K. K., Vergara, M. R. & Mørk, M. B. 2021. Investigation on the Effect of Cyclic Moisture Change on Rock Swelling in Hydropower Water Tunnels. *Rock mechanics and rock engineering*, 54, s.463-476.

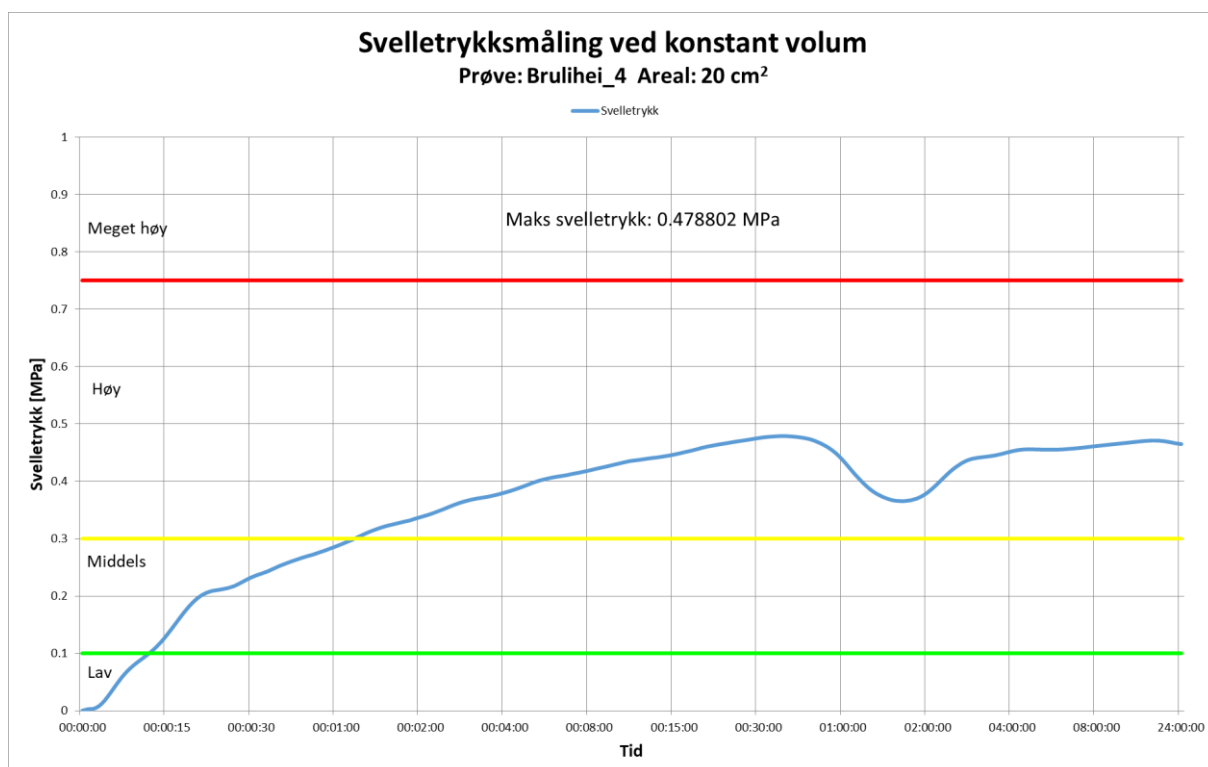
- Selmer-Olsen, R. 1966. *Forelesningskompendium for grunnkurset i faget alminnelig geologi og ingeniørgeologi*, Trondheim, Tapir.
- Selmer-Olsen, R. & Palmstrøm, A. 1990. Tunnel collapses in swelling clay zones. *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*, 27, s.49-55.
- Statens Vegvesen. 2020. *Håndbok-N500 Vegtunneler*.
- Sve, R., Elvøy, J., Sagen, T., Backer, L., Holter, K. G., Bollingmo, P., Boge, K., Pedersen, K. B. & Aarset, A. 2008. *Håndbok Nr.05 Tung bergsikring i undergrunnsanlegg*, Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.
- Tyssekvam, I. O. 1996. *Svakhetsoner i tunnel Romeriksporten - Prøvetaking og karakterisering av sleppemateriale*, Masteroppgåve, NTNU.
- Velde, B. 1992. *Introduction to Clay Minerals: Chemistry, Origins, Uses and Environmental Significance*, Dordrecht: Springer Netherlands.
- Voll, D. 2020. *Prøvningsrapport. Svelleegenskaper*. Trondheim: SINTEF.
- Wyllie, D. and Mah, C. W. 2004. *Rock Slope Engineering*. New York: Spoon Press.

Vedlegg A: Laboratorieresultat

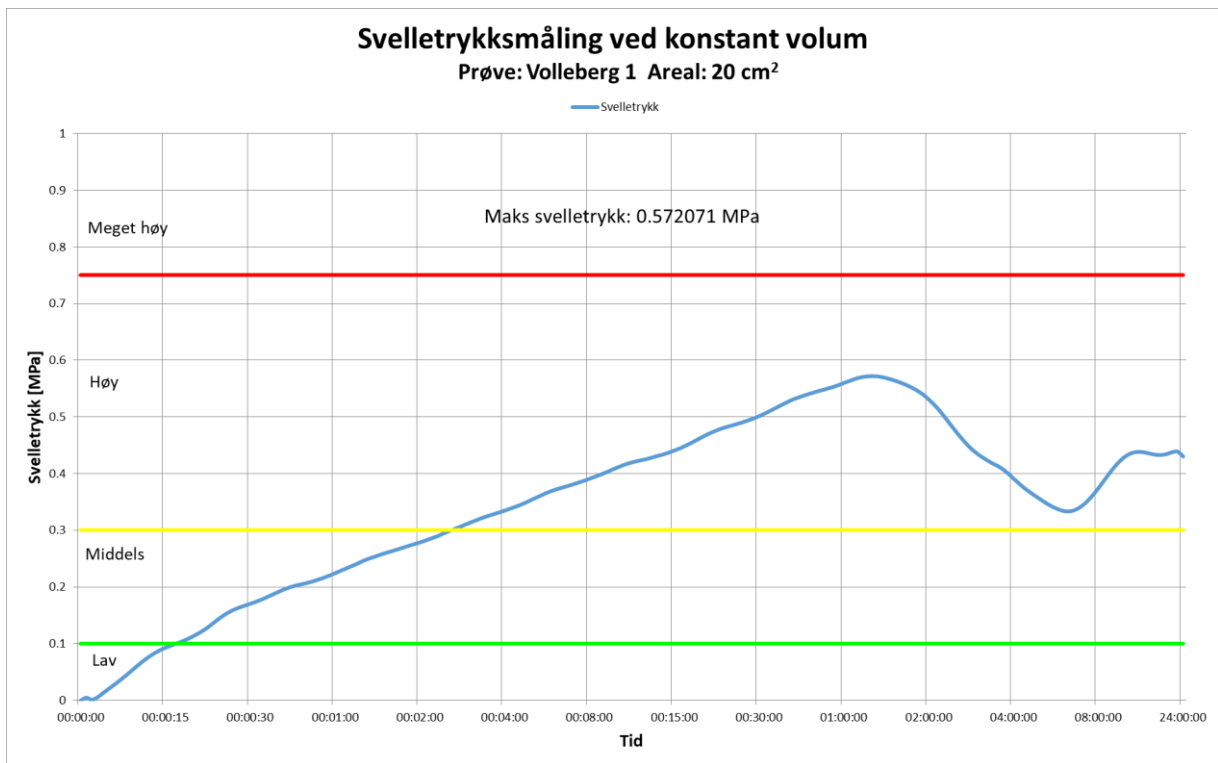
Vedlegg A-1: Ødometertest av rein leire frå Bruliheitunnelen



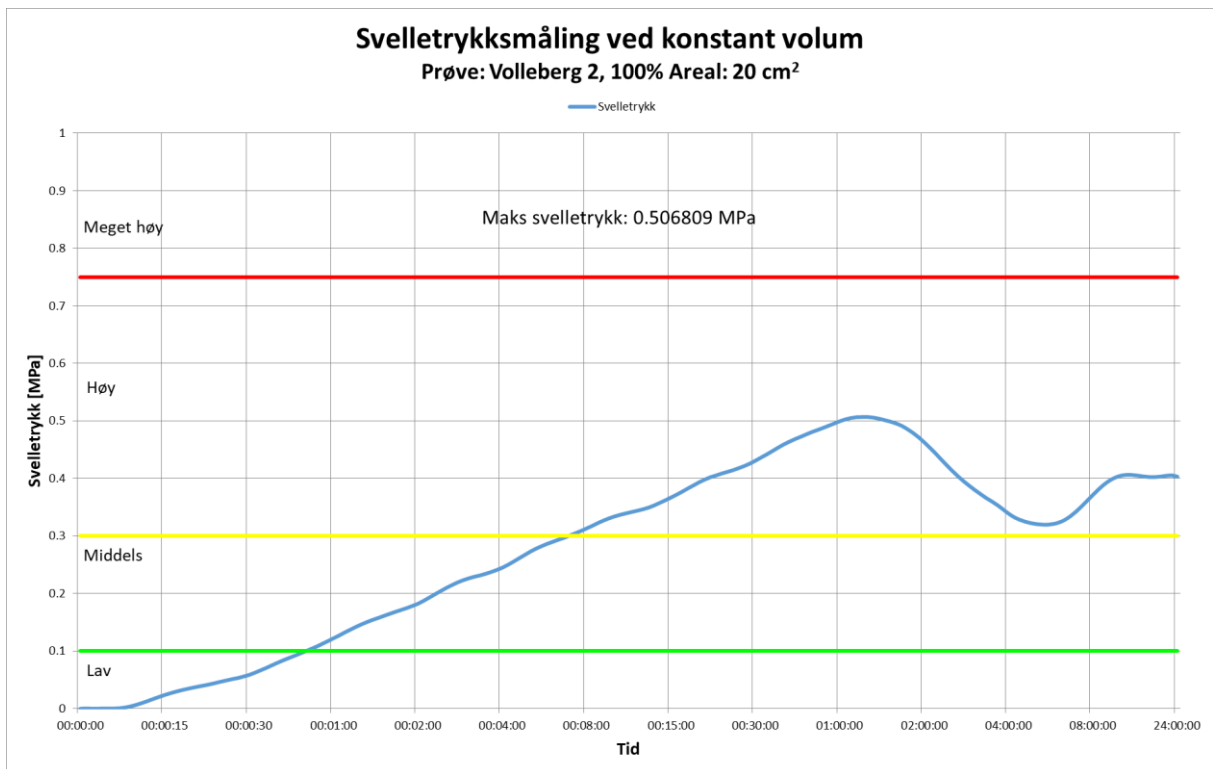
Vedlegg A-2: Ødometertest av rein leire frå Bruliheitunnelen



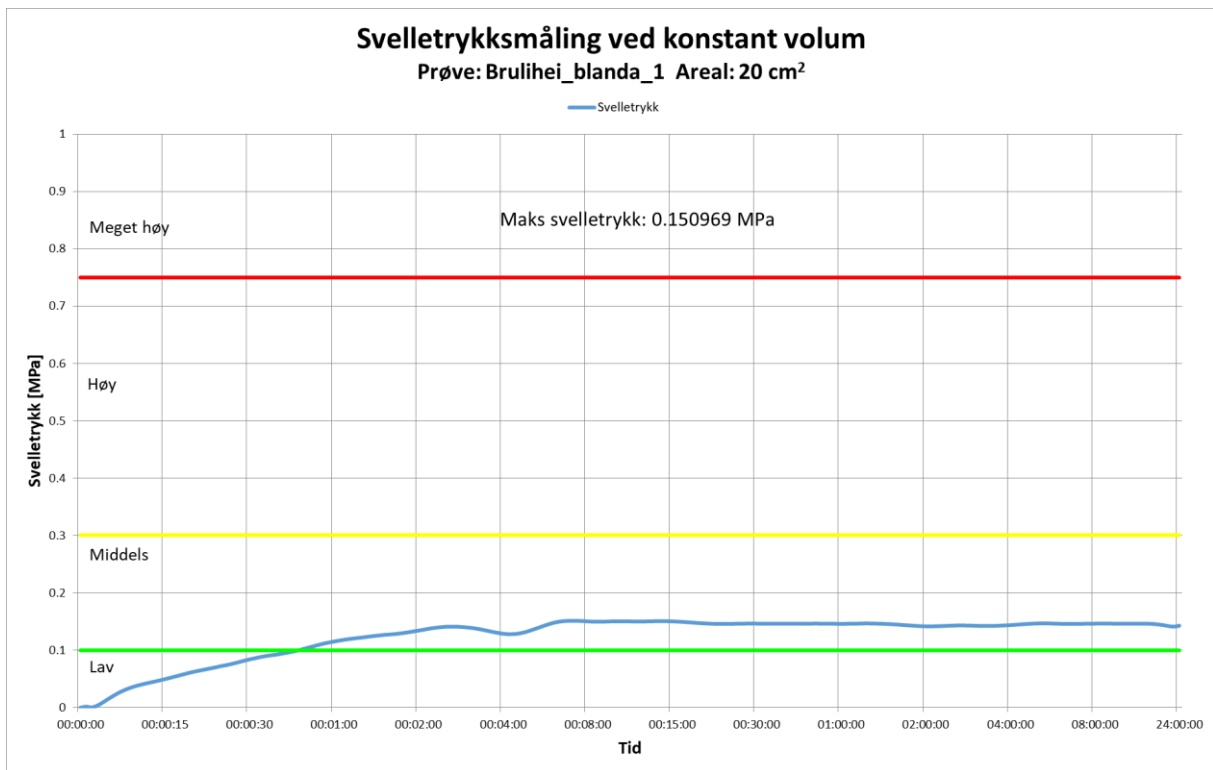
Vedlegg A-3: Ødometertest av rein leire frå Volleberg tunnelen



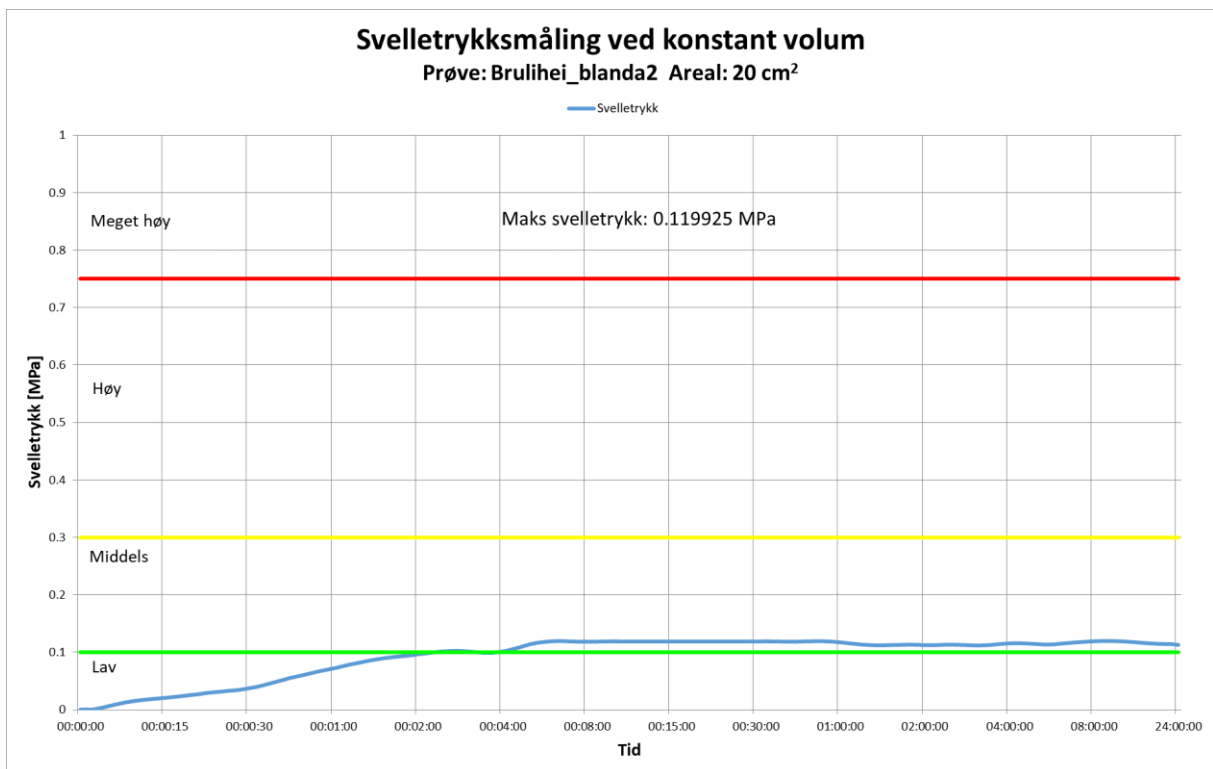
Vedlegg A-4: Ødometertest av rein leire frå Volleberg tunnelen



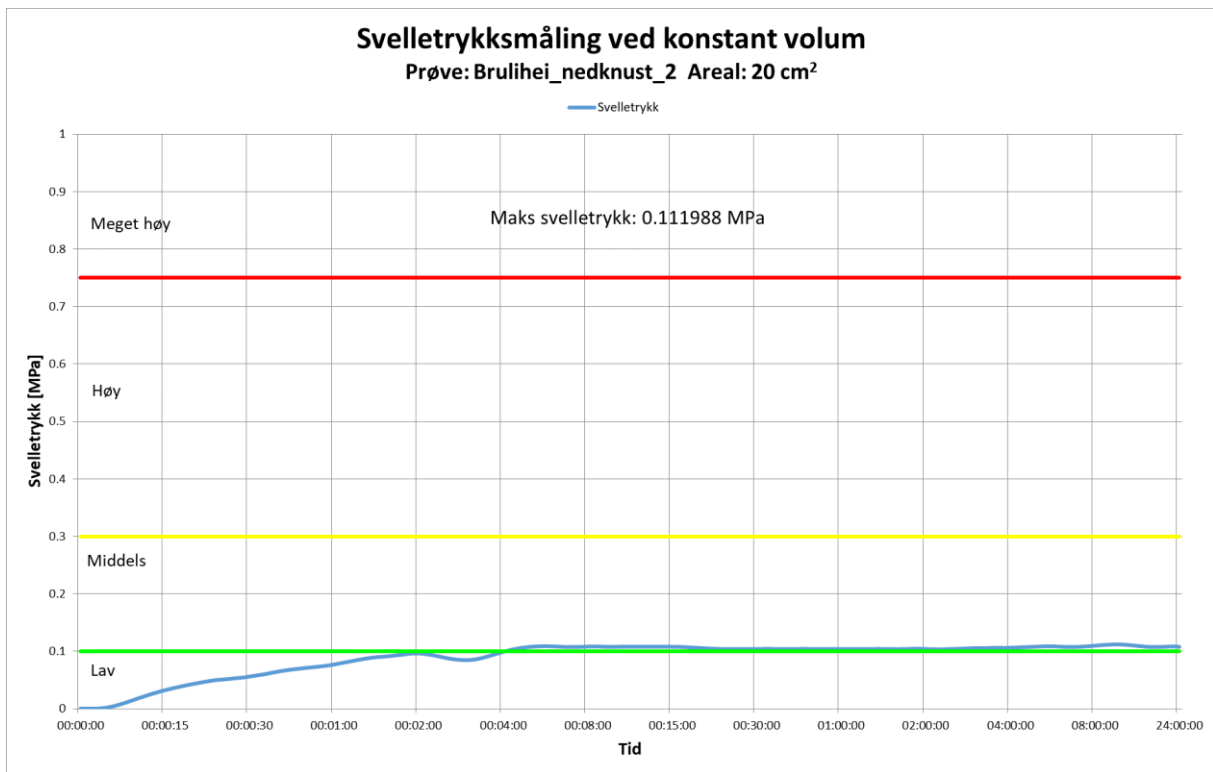
Vedlegg A-5: Ødomertest av sleppemateriale frå Bruliheitunnelen



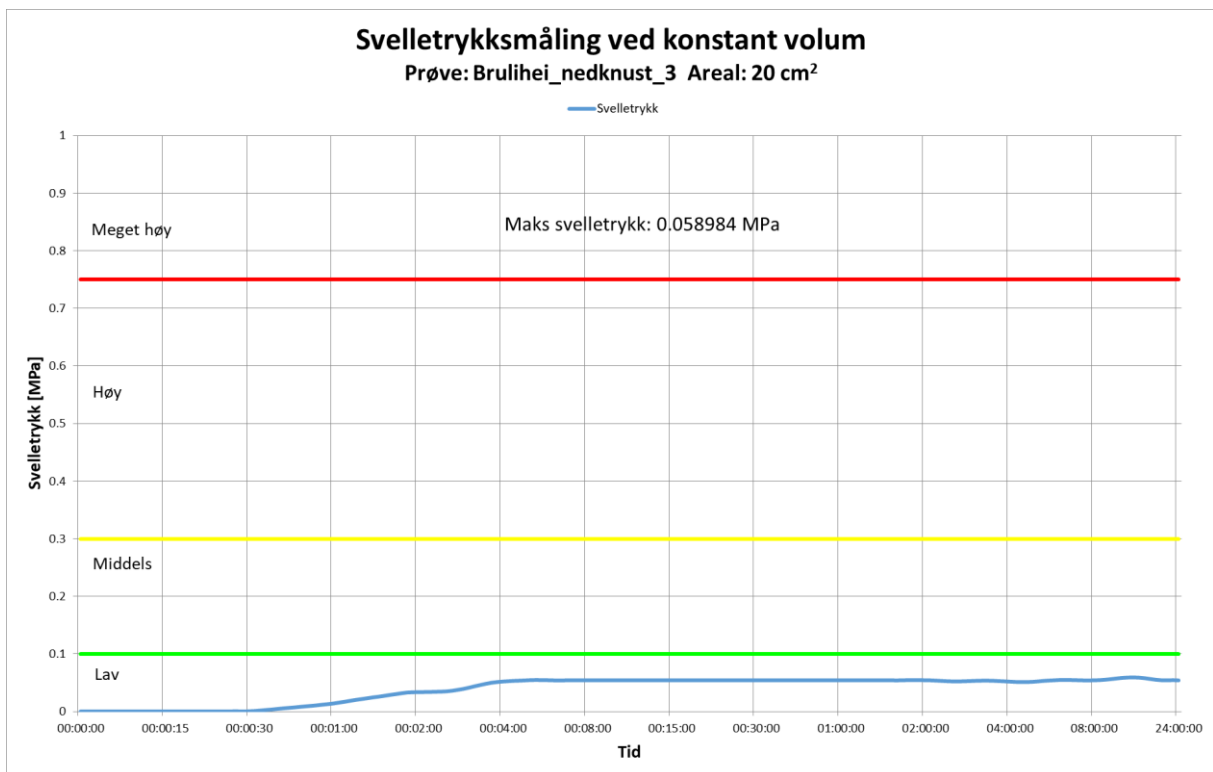
Vedlegg A-6: Ødomertest av sleppemateriale frå Bruliheitunnelen



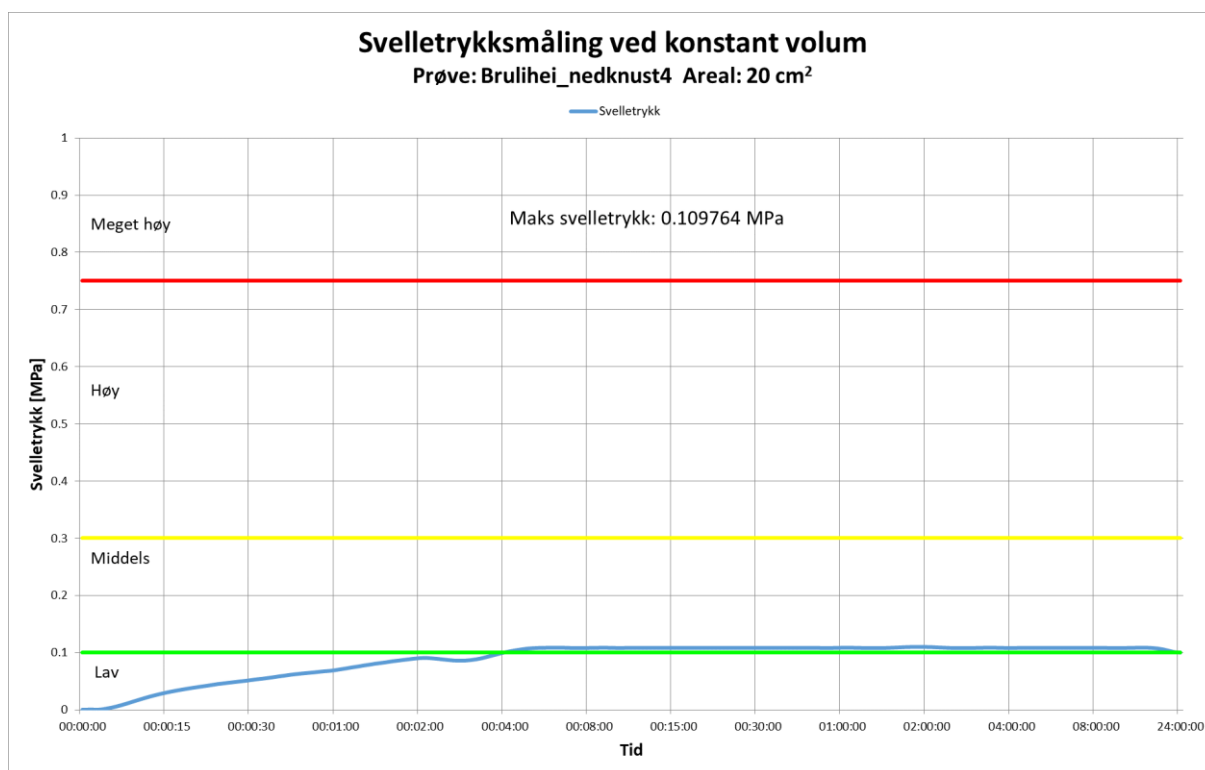
Vedlegg A-7: Ødomertest av nedknust materiale frå Bruliheitunnelen



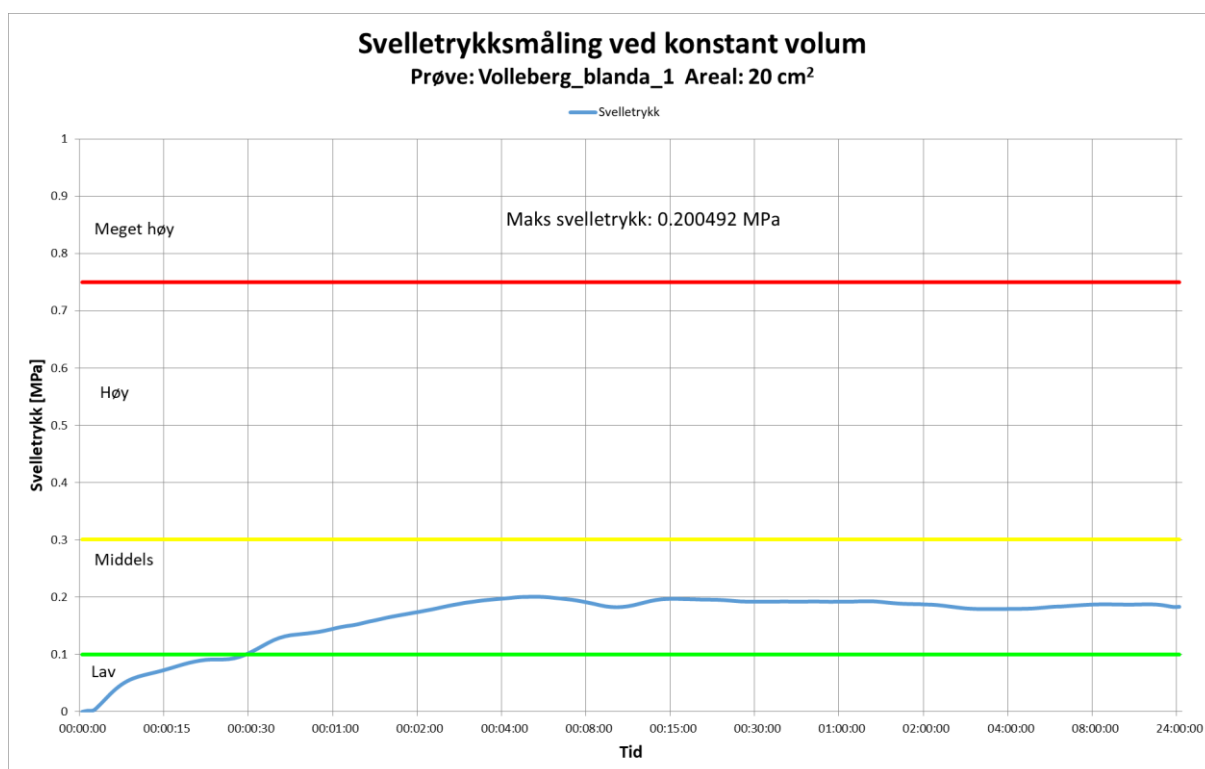
Vedlegg A-8: Ødomertest av nedknust materiale frå Bruliheitunnelen



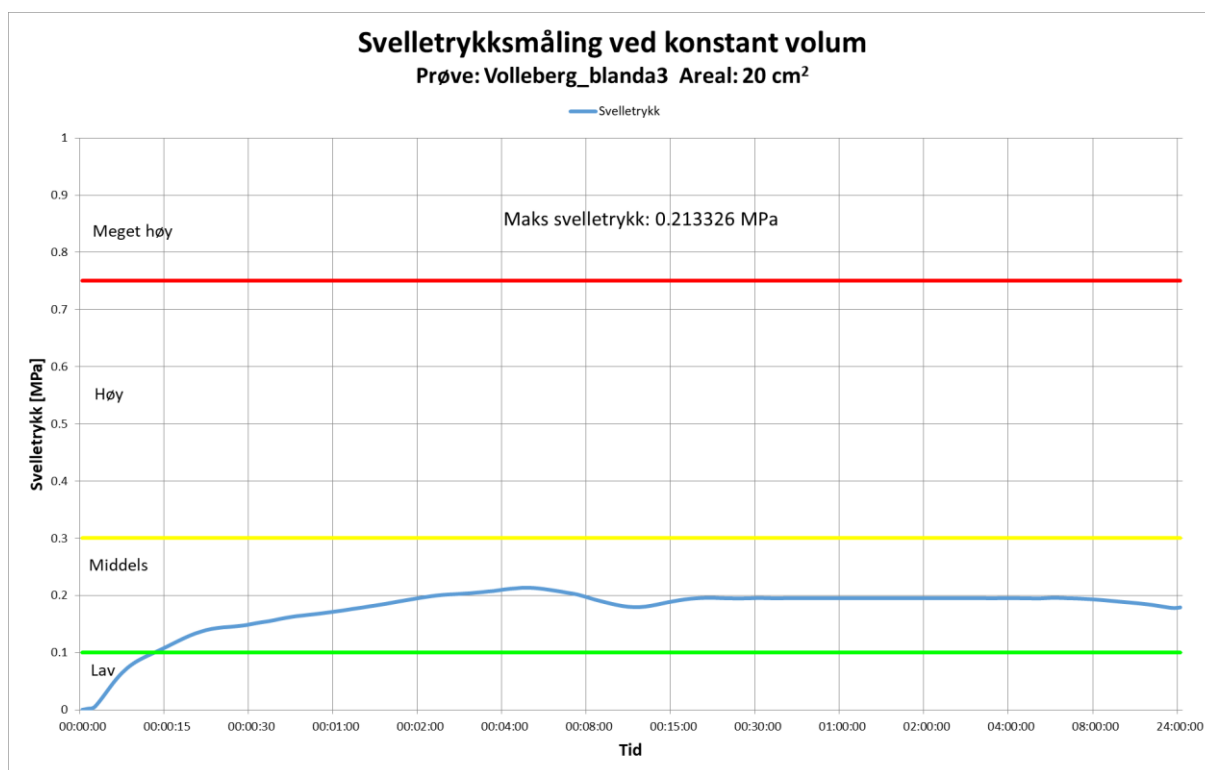
Vedlegg A-9: Ødometertest av nedknust materiale frå Bruliheitunnelen



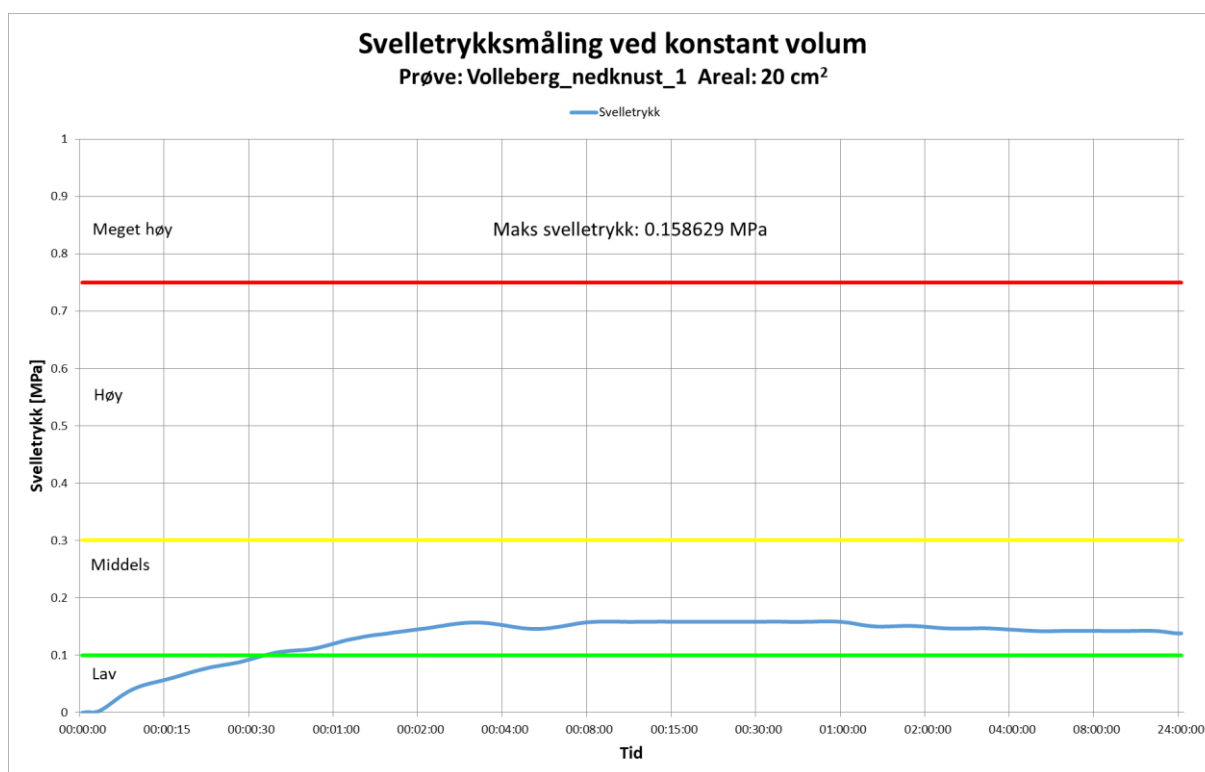
Vedlegg A-10: Ødometertest av sleppemateriale frå Volleberg tunnelen



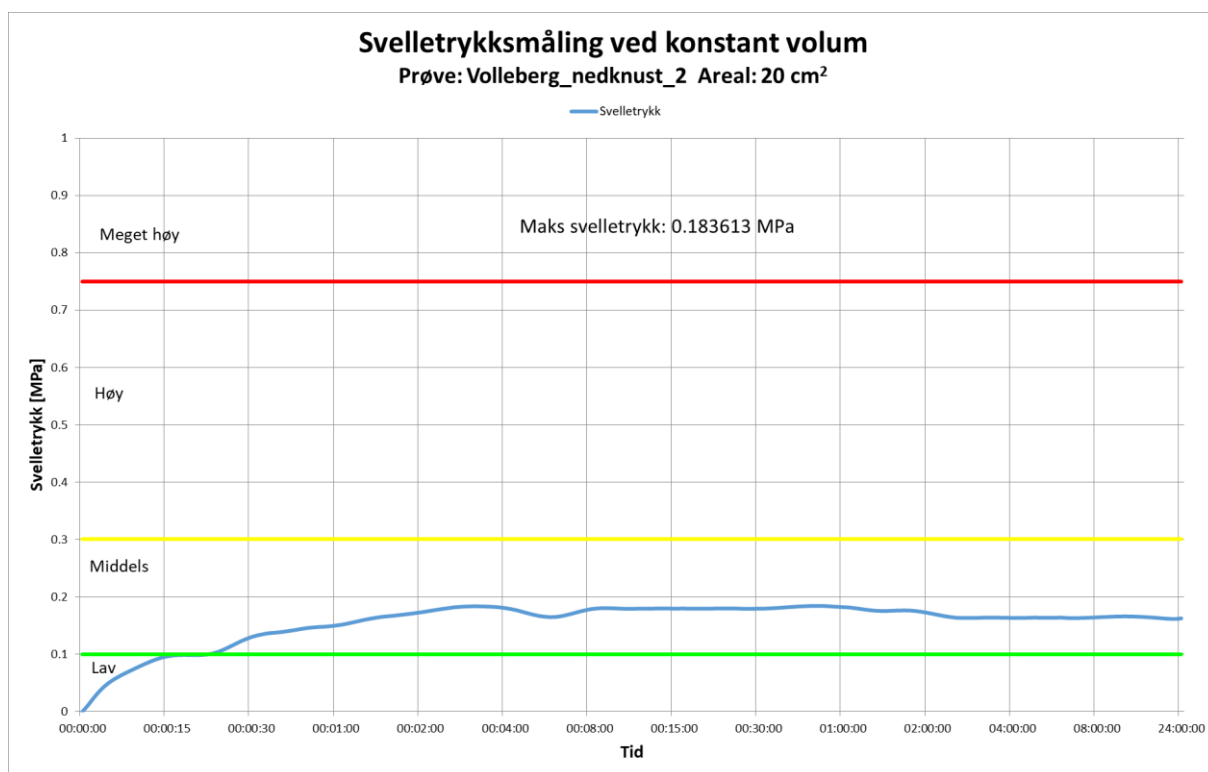
Vedlegg A-11: Ødometertest av sleppmateriale frå Volleberg tunnelen



Vedlegg A-12: Ødometertest av nedknust materiale frå Volleberg tunnelen



Vedlegg A-13: Ødomertest av nedknust materiale frå Volleberg tunnelen



Vedlegg A-14: UCS, E-modul og Poissons Ratio

Test	UCS (MPa)	E-modul (GPa)	Poissons Ratio	Tangent Point (MPa)	Interval (MPa)	Kommentar
F1_1	78.5	23.54	0.45	39.6	7.7	
F1_2	88.3	29.64	0.39	44.7	8.8	
F1_3	98.8	34.21	0.39	50.2	10.1	
F1_4	79.5	23.01	0.43	39.4	8.1	
F1_5	61.8	20.84	0.57	31.6	6.4	
F2_1	81.5	25.18	0.39	40.8	7.7	
F2_2	72.4	24.94	0.39	36.2	7.4	
F2_3	72	25.1	0.33	36.4	7.2	
G1	46.2	15.19	0.37	23.2	5.2	
G2	35	10.86	0.46	17.6	3.7	Brudd påvirka av foliasjon (60°)
G3	25.5	7.15	0.7	12.9	2.3	Brudd påvirka av foliasjon (60°)
G4	29.9	8.25	0.52	15.1	3.2	Brudd påvirka av foliasjon (60°)

Vedlegg A-15: Lydhastighet

Prøve	Lengde [mm]	Breidde gjn. [mm]	Vekt [g]	Gangtid [μs]	Lydhastighet [m/s]
F1.1	131.42	50.99	701.67	35.8	3670.95
F1.2	131.26	51.04	698.57	33.9	3871.98
F1.3	131.23	51.07	701.89	31.4	4179.30
F1.4	131.27	51.04	703.47	36.3	3616.25
F1.5	131.28	51.04	700.73	38.2	3436.65
F2.1	130.77	51.03	702.12	40.2	3252.99
F2.2	130.76	51.02	694.26	36	3632.22
F2.3	130.76	51.03	697.99	36.2	3612.15
G1	131.41	51.04	705.19	48.3	2720.70
G2	131.45	51.06	712.49	52.8	2489.58
G3	131.44	50.88	705.81	56.3	2334.64
G4	131.45	51.01	709.87	59.5	2209.24

Vedlegg A-16: Punktlaststyrke

Test	W [mm]	D [mm]	Last [kN]	De ² [mm]	Is [N/mm ²]	F	Is(50) [N/mm ²]	Kommentar
Volleb.d		39.60	6.85	1568.16	4.37	0.90	3.93	
Volleb.d		39.60	8.53	1568.16	5.44	0.90	4.90	
Volleb.d		39.60	10.42	1568.16	6.65	0.90	5.98	
Volleb.d		39.60	6.95	1568.16	4.43	0.90	3.99	
Volleb.d		39.60	9.21	1568.16	5.87	0.90	5.29	
Volleb.d		39.60	9.98	1568.16	6.36	0.90	5.73	
Volleb.a	39.70	27.80	6.27	1405.22	4.46	0.88	3.92	
Volleb.a	39.70	27.00	6.52	1364.79	4.78	0.87	4.17	
Volleb.a	39.70	30.86	10.56	1559.90	6.77	0.90	6.09	
Volleb.a	39.66	24.25	4.30	1224.54	3.51	0.85	2.99	Brudd langs svakheit
Volleb.a	39.65	31.07	8.51	1568.54	5.43	0.90	4.89	
Volleb.a	39.68	26.80	7.06	1353.99	5.22	0.87	4.54	
Volleb.a	39.67	34.08	4.96	1721.36	2.88	0.92	2.65	Brudd langs svakheit
Volleb.a	39.66	24.35	7.86	1229.59	6.39	0.85	5.45	
Volleb.a	39.70	33.00	5.60	1668.07	3.36	0.91	3.06	Brudd langs svakheit
Volleb.a	39.67	23.91	5.75	1207.68	4.76	0.85	4.04	
Bru.gro.d		51.10	5.44	2611.21	2.08	1.01	2.10	Skrå/langs foliasjon
Bru.gro.d		51.10	4.84	2611.21	1.86	1.01	1.87	Vinkelrett på foliasjon, grovkorna
Bru.gro.d		51.10	5.56	2611.21	2.13	1.01	2.15	Vinkelrett på foliasjon, grovkorna
Bru.gro.d		51.10	3.61	2611.21	1.38	1.01	1.40	Skrått/parallelt foliasjon
Bru.gro.d		51.10	5.11	2611.21	1.96	1.01	1.98	Skrått/parallelt foliasjon
Bru.gro.a	50.95	35.66	2.37	2313.32	1.03	0.98	1.01	
Bru.gro.a	50.82	40.30	3.09	2607.65	1.18	1.01	1.20	Underkjent
Bru.gro.a	50.95	38.86	1.70	2520.91	0.67	1.00	0.67	Råtten stein
Bru.gro.a	50.96		0.00	0.00	#DIV/0!	0.00	#DIV/0!	Underkjent
Bru.gro.a	51.07	39.68	2.26	2580.17	0.88	1.01	0.88	Skrått på foliasjon
Bru.gro.a	51.02	32.76	3.71	2128.11	1.74	0.96	1.68	Parallelt/skrått på foliasjon
Bru.gro.a	50.97	30.94	3.57	2007.91	1.78	0.95	1.69	Vinkelrett på foliasjon
Bru.gro.a	50.99	44.70	5.50	2902.04	1.90	1.03	1.96	Skrått til vinkelrett
Bru.fin.d		51.10	9.21	2611.21	3.53	1.01	3.56	Meir finkorna del
Bru.fin.d		51.10	7.97	2611.21	3.05	1.01	3.08	Test anna retning, vinkelrett på foliasjon
Bru.fin.d		51.10	9.44	2611.21	3.61	1.01	3.65	Test anna retning, vinkelrett på foliasjon
Bru.fin.a	51.04	21.48	5.40	1395.90	3.87	0.88	3.40	
Bru.fin.a	51.02	24.15	6.16	1568.80	3.92	0.90	3.53	
Bru.fin.a	51.01	26.85	4.79	1743.85	2.74	0.92	2.53	Delvis grovkorna
Bru.fin.a	51.08	29.10	6.93	1892.58	3.66	0.94	3.44	
Bru.fin.a	51.08	21.78	3.96	1416.51	2.79	0.88	2.46	
Bru.fin.a	51.06	34.52	7.06	2244.20	3.15	0.98	3.07	Delvis grovkorna





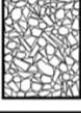
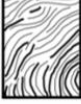
Bru.fin.a	51.06	40.30	5.29	2619.97	2.02	1.01	2.04	Delvis grovkorna
Bru.fin.a	51.04	41.83	8.26	2718.37	3.04	1.02	3.10	Delvis grovkorna, parallellt foliasjon
Bru.fin.a	50.98	34.06	6.87	2210.83	3.11	0.97	3.02	Delvis grovkorna, vinkelrett på foliasjon

Vedlegg A-17: Strekkstyrke

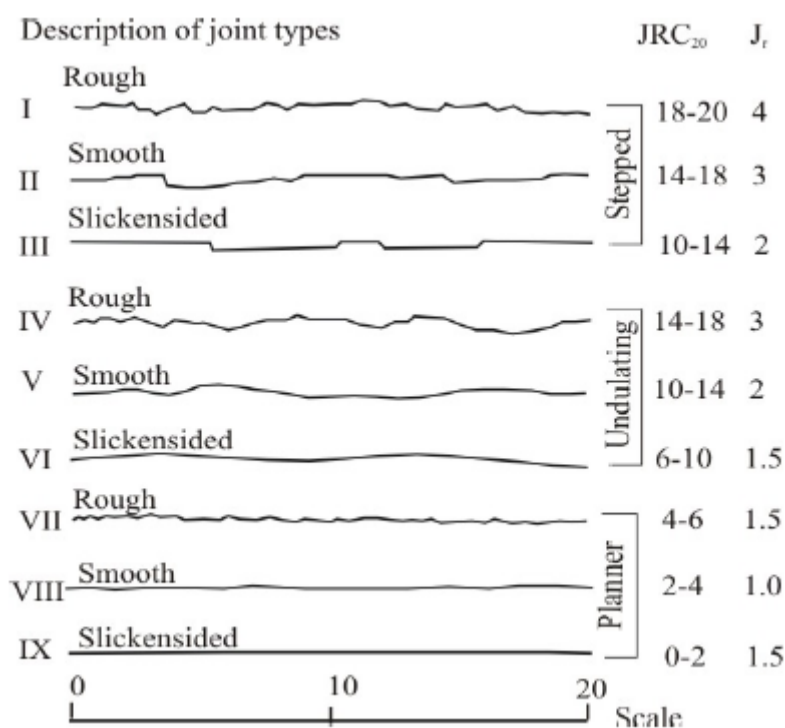
Test	Diameter [mm]	Tjukkeleik [mm]	P_max [kN]	Strekkstyrke [MPa]	Kommentar
F1	51.11	24.45	10.74	5.47	
F2	51	25.25	9.95	4.92	
F3	51.02	25.21	10.8	5.35	
F4	51.04	25.42	10.71	5.26	
F5	51.05	25.86	10.16	4.90	
F/G1	51.1	25.05	10.29	5.12	
F/G2	51.07	25.44	9.37	4.59	
F/G3	51.05	25.75	9.01	4.36	
F/G4	51.04	25.33	9.45	4.65	
F/G5	51.02	25.1	9.23	4.59	
F/G6	51.06	25.7	10.09	4.90	
F/G7	51.05	25.52	8.75	4.28	
F/G8	51.05	25.47	8.77	4.29	
F/G9	51.04	25.79	11.67	5.64	
F/G10	51.06	25.88	7.98		Underkjent
G1	51.04	25.17	8.17	4.05	
G2	51.08	25.79	9.54	4.61	
G3	51.05	25.05	5.71		Underkjent
G4	51.05	25.56	4.9	2.39	
G5	51.05	25.6	7.35	3.58	
G6	51.05	25.65	7.75	3.77	
G7	51.04	25.15	8.21	4.07	
G8	50.99	25.57	7.09	3.46	
G9	51	25.68	5.6	2.72	
G10	51.06	25.12	5.15	2.56	
G11	51.07	26.11	4.65	2.22	
G12	51	25.69	6.67	3.24	
G13	51.06	25.67	5.33	2.59	
G14	51	25.7	6.54	3.18	
G15	51.07	25.39	5.48	2.69	

Vedlegg B: Standardar, tabellar og figurar

Vedlegg B-1: GSI systemet

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)						
<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	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
		Very rough, fresh unweathered surfaces	Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	Smooth, moderately weathered and altered surfaces	Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			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
		← DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES				

Vedlegg B-2: Sprekkebeskriving og estimat av sprekkeruheitstalet (Panthi, 2006).



Vedlegg B-3: Estimert av residual friksjonsvinkel (Panthi, 2006).

<i>J_a (Joint alteration number)</i>		
<i>(a) Rock wall contact (no mineral fillings, only coatings)</i>	<i>φ_r (appr.)</i>	<i>J_a</i>
Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling i.e., quartz/epidote	-	0.75
Unaltered joint walls, surface staining only	25 - 35	1
Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay free disintegrated rock, etc.	25 - 30	2
Silty or sandy clay coatings, small clay fractions (non-softening)	20 - 25	3
Softening or low friction clay mineral coatings, i.e., kaolinite or mica. Also chlorite, talk, gypsum, graphite etc., and small quantities of swelling clay	8 - 16	4
<i>(b) Rock wall contact before 10 cm shear (thin mineral fillings)</i>		
Sandy particles, clay free disintegrated rock etc.	25 - 30	4
Strongly over-consolidated non-softening clay mineral fillings (continuous, but < 5mm thickness)	16 - 24	6
Medium or low over-consolidated non-softening clay mineral fillings (continuous, but < 5mm thickness)	12 - 16	8
Swelling clay fillings, i.e., montmorillonite (continuous, but < 5mm thick)	6 - 12	8 - 12
<i>(c) No rock wall contact when sheared (thick mineral fillings)</i>		
Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay	6 - 24	6, 8 - 12
Zones or bands of silty or sandy clay, small clay fraction (non-softening)	-	5
Thick, continuous zones or bands of clay	6 - 24	13 - 20

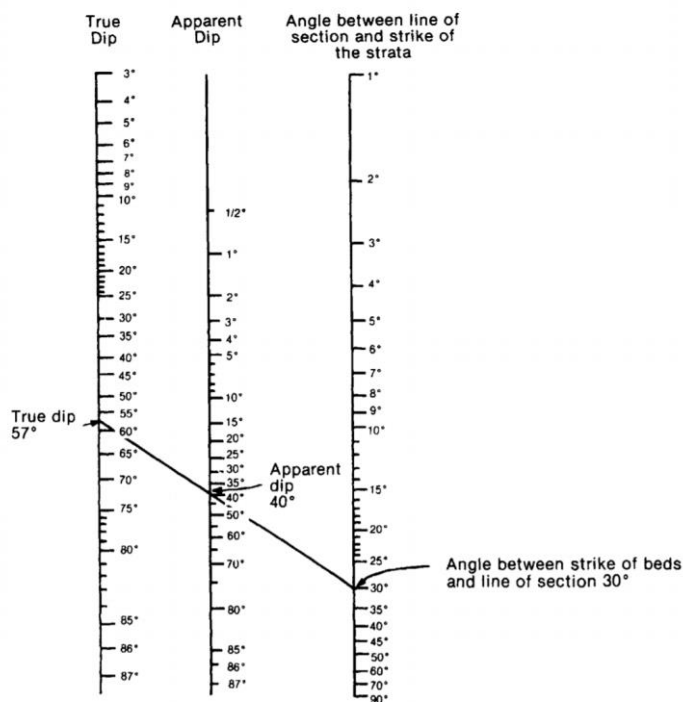
Vedlegg B-4: Hoek-Brown konstanter, m_i , for ulike bergarter (Hoek, 2007).

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates* (21 ± 3)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2	Claystones 4 ± 2
			Breccias (19 ± 5)		Greywackes (18 ± 3)	Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
		Organic			Chalk 7 ± 2	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated**		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

Vedlegg B-5: Forvitningsklassifisering etter ISRM (1978c).

Omgrep	Beskriving av bergmassetilstand	Forvitningsgrad
Intakt berg	Ingen tydelege teikn på forvitring. Kan førekomme litt misfarging på store sprekkeflater.	I
Litt forvitra	Misfarging indikerer forvitring på bergmaterialet og sprekkeflater. Alt bergmaterialet kan vere misfarga av forvitring og vil kunne vere svakare enn intakt berg.	II
Moderat forvitra	Mindre enn halvparten av materialet er nedbroten og/eller oppløyst til jord. Intakt berg og misfarga berg er til stades anten som ei oppsprukke ramme eller fragment.	III
Sterkt forvitra	Meir enn halvparten av bergmaterialet er nedbroten og/eller oppløyst til jord. Intakt berg og misfarga berg er til stades anten som ei oppsprukke ramme eller fragment.	IV
Fullstendig forvitra	Alt bergmateriale er nedbrote og/eller oppløyst til jord. Den originale bergmassestrukturen er stort sett framleis intakt.	V
Residual jord	Alt bergmateriale er gjort om til jord. Bergmassestrukturen er øydelagt. Det kan vere stor endring i volum, men jorda har ikkje blitt transportert av betydning.	VI

Vedlegg B-6: Transformasjon frå ekte fall til tilsynelatande fall (McClay, 1987).



Vedlegg B-7: Faktorar for ulike utformingar av tunnelar gitt av Hoek og Brown (1980).

TUNNEL SHAPES									
A	5.0	4.0	3.9	3.2	3.1	3.0	2.0	1.9	1.8
B	2.0	1.5	1.8	2.3	2.7	3.0	5.0	1.9	3.9

Vedlegg B-8: RMR-systemet (Hoek, 2007).

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter		Range of values							
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
		Rating	15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of		> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities (See E)		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Groundwater	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Joint water press/ (Major principal σ))	0	< 0.1	0.1, - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
	General conditions		Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)									
Strike and dip orientations		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable			
Ratings	Tunnels & mines	0	-2	-5	-10	-12			
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25			
	Slopes	0	-5	-25	-50				
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS									
Rating	100 ← 81		80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21			
Class number	I		II	III	IV	V			
Description	Very good rock		Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock			
D. MEANING OF ROCK CLASSES									
Class number	I		II	III	IV	V			
Average stand-up time	20 yrs for 15 m span		1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span			
Cohesion of rock mass (kPa)	> 400		300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100			
Friction angle of rock mass (deg)	> 45		35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15			
E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions									
Discontinuity length (persistence)	< 1 m		1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m			
Rating	6		4	2	1	0			
Separation (aperture)	None		< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm			
Rating	6		5	4	1	0			
Roughness	Very rough		Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided			
Rating	6		5	3	1	0			
Infilling (gouge)	None		Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm			
Rating	6		4	2	2	0			
Weathering Ratings	Unweathered		Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed			
	6		5	3	1	0			
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**									
Strike perpendicular to tunnel axis					Strike parallel to tunnel axis				
Drive with dip - Dip 45 - 90°			Drive with dip - Dip 20 - 45°		Dip 45 - 90°		Dip 20 - 45°		
Very favourable			Favourable		Very unfavourable		Fair		
Drive against dip - Dip 45-90°			Drive against dip - Dip 20-45°		Dip 0-20 - Irrespective of strike°				
Fair			Unfavourable		Fair				

* Some conditions are mutually exclusive . For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. In such cases use A.4 directly.
 ** Modified after Wickham et al (1972).

