NTNU
Det skapende universitet

Analyse av problemstillinger knyttet til realistisk kvantifisering av svelletrykk på sikringskonstruksjoner i tunneler

Martin Holter

Tekniske geofag
Innlevert: juni 2016
Hovedveileder: Bjørn Nilsen, IGB
Medveileder: Anne Merete Gilje, Are Håvard Høien, Statens Vegvesen

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for geologi og bergteknikk

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
NTNU

Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi
Studieprogram Tekniske geofag

MASTEROPPGAVEN

Kandidatenes navn: Martin Holter

Oppgavens tittel: Analyse av problemstillinger knyttet til realistisk kvantifisering av svelletrykk på sikringskonstruksjoner i tunneler

English title: Analysis of issues related to realistic quantification of swelling pressure acting on tunnel support elements

Utfyllende tekst:

1. Kvantifisering av in-situ svelletrykk for beregning av belastning på sikrings-konstruksjoner i tunneler er generelt vanskelig, og det foreligger lite erfaringsmateriale knyttet til denne problemstillingen. Som ledd i pågående forskning mot bedre dimensjoneringsgrunnlag skal det i denne oppgaven hentes prøver av sleppemateriale fra svakhetssoner i et utvalg tunneler under driving, og på grunnlag av resultatene fra testing av disse prøvene foretas en kritisk vurdering/ diskusjon av de dimensjoneringskriterier som i dag benyttes i norske tunneler. Masteroppgaven representerer en oppfølging av fordypningsprosjekt utført av samme student høsten 2015, hvor det på grunnlag av litteraturstudier ble gitt en beskrivelse av dannelse, forekomst og svellemekanismer for materiale i svakhetssoner og en gjennomgang av problemstillinger knyttet til stabilitetsforhold i forbindelse med svelleleirsoner i tunneler. Sentrale deler av arbeidet vil være:

   - Gjennomgang av tilgjengelig grunnlagsmateriale fra et utvalg relevante tunneler (Ryfast, Larvik, Åsland og eventuelle andre).
   - Innsamling av sleppemateriale fra svakhetssoner i de utvalgte tunnelene.
   - Befaring(er) til Ryfast og eventuelt andre tunneler for registrering av bergmasseforhold og supplerende prøvetaking.
   - Laboratorietesting av prøvetatt materiale (XRD, svelletrykk, fri svelling mv).
   - Analyse av belastning på sikringskonstruksjoner basert på enkel numerisk analyse (f.eks. ved hjelp av phase^2) i den grad dette vurderes relevant og tiden tillater det.
   - Vurdering/diskusjon av dagens dimensjoneringskriterier for sikring i svakhetssoner med svelleleire.

2. Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Statens vegvesen, Region vest og Vegdirektoratet med Ingeniørgeologene Anne Merete Gilje og Are Håvard Høien som kontaktpersoner og eksterne medveiledere.

Studieretning: Ingeniør- og miljøgeologi

Hovedprofil: Ingeniørgeologi og bergmekanikk

Tidsrom: 11.1.- 6.6.2016

Bjørn Nilsen, Professor/hovedveileder

SKJEMAET TAS INN SOM SIDE 1 I MASTEROPPGAVEN
NTNU, 18 januar 2016

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet ved Institutt for geologi og bergteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet i Trondheim våren 2016.

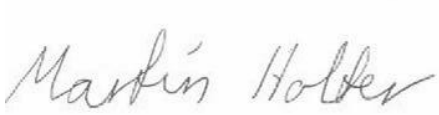
Oppgaven er gjennomført i samarbeid med Statens vegvesen med delprosjektleder rv. 13 Ryfast Anne Merete Gilje og doktorstipendiat ved Vegdirektoratet Are Håvard Høien som eksterne veiledere/kontaktpersoner. En spesiell takk til Anne Merete som tok meg imot i Stavanger og viste meg rundt ved rv. 13 Ryfast og satt meg i kontakt med geologene på prosjektet, slik at jeg fikk komme ned i flere av tunnelene.

Ved NTNU har Bjørn Nilsen vært veileder og kommet med synspunkter, kommentarer og satt meg i kontakt med de riktige personene. Tusen takk for at kontordøren din alltid er åpen og at du tar deg tid til konstruktive diskusjoner og kommer med innspill på hvordan ting kan gjøres.

En stor takk rettes også til de som har hjulpet til med å gjennomføre laboratorieundersøkelsene ved NTNU/SINTEF. Dette gjelder spesielt overingeniør Gunnar Vistnes, som alltid har vært positiv og har gitt opplæring i preparering, knusing og fri svelling i tillegg til å assistere under alle svelletrykksforsøkene som er utført. Takk også til Laurentius Tijhuis som har hjulpet med XRD-analyse.

Takk rettes også til alle som har sittet på lesesalen og bidratt med diskusjoner under skriving av masteroppgaven. Alle pauser og pauseaktiviteter er også satt stor pris på og har gjort at dagene har gått fortere. Til slutt vil jeg takke min familie, mamma, pappa, Simen, Arne og Emil som har vært til stor støtte gjennom hele prosessen. Uten dere hatt jeg ikke klart dette.

Trondheim, 6 juni 2016



Martin Holter

Sammendrag

Dimensjonering av sikring i tunneler med svellende sleppematerialer kan skape problemer da det er vanskelig å vite hvor stort svelletrykk som oppstår på sikringskonstruksjonen. Dette kommer av at det ved laboratorietesting er mange usikkerheter, og svelletrykk målt i laboratoriet ved ødometeranalyse ikke vil gi noen direkte sammenheng med in-situ svelletrykk i tunnelen. Blant usikkerhetene er preparering av prøven blant de største. Dette fordi det ved preparering er partikler på mindre enn 20 µm som blir skilt ut og brukt til testing. Det er også usikkerheter knyttet til forholdene i tunnelen som også må tas hensyn til når sikring skal dimensjoneres. Størrelse og orientering på den svellende sonen og endrede forhold i denne er viktige aspekter i denne sammenhengen.

Ved innhenting av prøver fra flere prosjekter er det preparert og testet flere prøver fra samme sone. Dette er gjort for å undersøke hvordan svelleegenskaper forandres i en sone. To til fire prøver fra samme sone er preparert og det er sett på innholdet av svellende mineraler og hvordan fri svelling og svelletrykk ved ødometertest varierer. Det viser seg at mineralsammensetningen, og dermed innholdet av svellende mineraler, er relativt lik gjennom hele sonene, mens egenskapene varierer. Dette gjør det vanskelig å dimensjonere sikring.

For sikring mot svelleleire er det kun Håndbok N500 Vegtunneler fra Statens vegvesen som har dimensjoneringskriterier, men dette kriteriet gjelder kun for soner over 2 meter og svelletrykk fra ødometer på mer enn 0,5 MPa. Det finnes også annen litteratur med anbefalinger, men denne kommer kun med forslag til forskjellige sikringsmåter og tar ikke hensyn til laboratorieresultater eller størrelse på sonen.

Det er i tillegg gjort en numerisk analyse for å se på hvordan en sikringskonstruksjon blir påvirket av svelletrykk. En sensitivitetsanalyse av dette ble utført ved å se på hvordan deformasjonen på tunnelperiferien ble påvirket av ulike svelletrykk. Analysen viste at sikringskonstruksjonen kan motstå et in-situ svelletrykk på 0,1 MPa på en tilfredsstillende måte. Ved økende svelletrykk vil også deformasjonen på tunnelperiferien øke, men økningen i deformasjon vil avta etter hvert som svelletrykket økes.

På bakgrunn av resultatene er det viktig å ta prøver tett nok i leirsoner som kan være svellende, slik at egenskapene til leiren er kjent ved dimensjonering av sikring. Det er også viktig å tolke resultatene man får inn konservativt på grunn av de store usikkerhetene som finnes ved testing av egenskaper i laboratoriet.

Abstract

Dimensioning of support in tunnels containing swelling gouge materials is a problem due the uncertainties related to the swelling pressure in the rock support elements. The many uncertainties in the laboratory testing are one the reasons for this. Swelling pressure measured with NTNU set-up in the laboratory gives no direct correlation to in-situ swelling pressure in the tunnel. Among the uncertainties preparation of the sample is one of the biggest, as only particles < 20 μm are parted and used for testing. There are also uncertainties related to the conditions in the tunnel that has to be considered. The most important are size and orientation of the swelling zone and the change of conditions in the gouge zone.

Several samples from the same zone are tested to investigate how the swelling properties will change in a zone. This is done by preparation of two to four samples from the same zone. A check if they contain swelling minerals and how free swelling and swelling pressure from the laboratory will variate are done. This analysis shows that the containment of swelling minerals is relatively equal trough the zones, but the properties variate and make it difficult to dimension rock support.

Handbook N500 Roadtunnels is the only Norwegian literature that operates with dimension criterions. However, the handbook only includes zones bigger than two meters and swelling pressure greater than 0,5 MPa measured with the NTNU set-up . Other literature contains recommendations, but only deal with support methods and do not consider the results from the testes in laboratory or the size of the zone.

A numerical analysis has been carried out to look at the influence from the swelling pressure at the rock support. A sensitivity analysis was done to observe how the deformation at the tunnel periphery is influenced at different swelling pressures. The analysis showed that an in-situ swelling pressure of 0,1 MPa gave a satisfying result in the support construction. If the swelling pressure increase, the deformation on the tunnel periphery will also increase, but the increase will be smaller when the swelling pressure increase.

Based on the results from the study it is important to get enough samples in clay zones so the properties are well known when dimensioning the support. It is also important to interpret the results conservatively because of the big uncertainties of laboratory testing properties.

Innholdsfortegnelse

Forord i

Sammendrag iii

Abstract v

Innholdsfortegnelse vii

1 Introduksjon 1

1.1 Bakgrunn 1

1.2 Organisering av oppgaven 1

1.3 Fremgangsmåte 2

1.4 Grunnlagsmateriale 3

1.5 Avgrensninger 3

2 Sammendrag fra prosjektoppgave 5

2.1 Dannelse og betingelser for svelling 5

2.2 Erfaringer fra tidligere prosjekter 8

2.3 Resultater og konklusjon fra prosjektoppgave 10

3 Gjennomgang av prosjekter det er hentet prøver fra 13

3.1 Rv. 13 Ryfast 13

3.2 E18 Bommestad – Sky 14

3.3 Follobanen, Åsland riggområde 17

3.4 Alto Maipo, Chile 19

4 Prosedyre for laboratorieundersøkelser 21

4.1 Preparering 21

4.2 Fri svelling 24

4.3 Ødometertest for svelletrykk 25

4.4 Røntgendiffraksjonsanalyse (XRD-analyse) 30

4.5 Andre metoder for identifisering av svelleleire 31
4.6 Usikkerheter ved laboratorieundersøkelsene 33
5 Resultater fra laboratorieundersøkelser 35
5.1 Kommentarer til prøveprosedyren til de ulike prøvene 35
5.2 Resultater 41
5.2.1 Rv. 13 Ryfast, Solbakktunnelen. 41
5.2.2 E18 Bommestad – Sky, Larvikstunnelen 44
5.2.3 E18 Bommestad – Sky, Martineåstunnelen 49
5.2.4 Follobanen, Åsland riggområde 52
5.2.5 Alto Maipo, Chile 52
5.3 Diskusjon av laboratorieresultatene 57
6 Sikring av tunneler med svelleleire 63
6.1 Q-systemet 63
6.2 Håndbok N500 Vegtunneler 65
6.3 Diskusjon av sikringsmetoder 65
7 Belastning på sikringskonstruksjon basert på numerisk analyse 69
7.1 Om numerisk analyse 69
7.2 Inngangsparametere 71
7.3 Steg for den numeriske analysen 79
7.4 Resultater fra numerisk analyse 79
7.5 Diskusjon av resultater fra numerisk analyse 82
8 Analyse / diskusjon 87
9 Konklusjon 93
10 Videre arbeid 95
11 Kilder 97

Vedlegg A: Bilde av prøvemateriale i prøveskap under preparering

Vedlegg B: Resultater fra XRD-analyse

Vedlegg C: Tabell for bestemmelse av ESR

1 Introduksjon

Det vil i dette kapittelet bli gjennomgått en kort introduksjon av oppgaven. Dette vil gi innsikt i bakgrunnen for oppgaven, organisering av oppgaven, hvilke grunnlagsdata som er brukt og hvilke avgrensninger som er gjort. Der blir også gjennomgått litt av forfatterens tilnærming og fremgangsmåte til oppgaven.

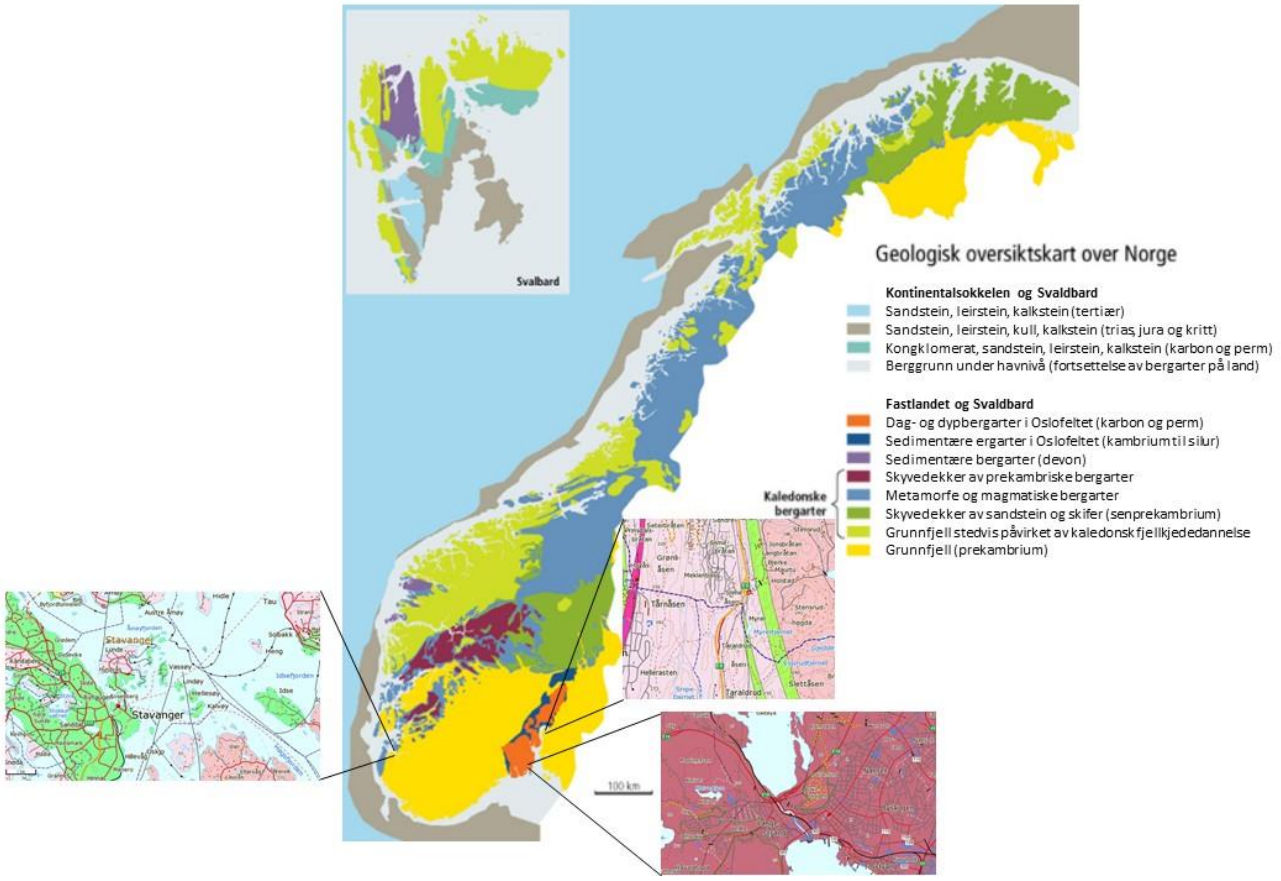
1.1 Bakgrunn

Ved driving av tunneler er det flere problemstillinger som må drøftes for å kunne bestemme hvilken type sikring som skal brukes og hvilke dimensjoner sikringen skal ha. Av problemstillingene er bestemmelse og bruk av svelleegenskaper blant de som er vanskelige å kunne forutse og bestemme. Èn av grunnen til dette er at det ikke er mulig å ta en prøve fra en svellende sone og teste den under in-situ betingelser i laboratoriet. Det testes for svelletrykk i ødometertest, men her er prøven preparert og testing foregår med destillert vann og svelling vil derfor være større enn svellingen in-situ. Kvantifisering av svelletrykk in-situ er derfor vanskelig og det finnes lite erfaringsmateriale om temaet. Det finnes heller ikke noe materiale på hvor ofte en skal prøveta en slik sone og om egenskapene endrer seg.

1.2 Organisering av oppgaven

Denne oppgaven er en oppfølging av et litteraturstudie utført av undertegnede høsten 2015. Det ble her diskutert dannelse, forekomst og svellemekanismer for materiale i svakhetssoner og preparering og ulike metoder for testing av sleppemateriale ble gjennomgått. Videre ble også forskjellige prosjekter der svelling har forårsaket store problemer sett på.

Det er i denne oppgaven hentet inn prøveserier av sleppemateriale fra forskjellige tunnelprosjekter i Norge som er preparert og testet. De ulike lokasjonene er vist i Figur 1-1. Det er også hentet en prøveserie fra en lokasjon i Chile, nær hovedstaden Santiago. De fleste prøvene er preparert og testet i laboratoriet ved NTNU/SINTEF og resultatene fra analysene er brukt for å kunne si noe om variasjonene av svelleegenskaper innenfor samme svakhetssone. Det er også gjort numeriske analyser for å se hvordan dette kan brukes for å dimensjonere sikring og sett på litteratur som beskriver sikring mot svellende soner.



Figur 1-1: De ulike lokasjonene det er henter prøver fra vist i regionalgeologisk kart med utsnitt fra lokalgeologien (Redigert etter Eidsmo (2016) med lokalgeologiske kart hentet fra NGUs berggrunnskart)

1.3 Fremgangsmåte

Allerede høsten 2015 startet arbeidet med å komme i kontakt med prosjekter som kunne ha sleppesoner med svelleleire. Innsamlingen med prøver pågikk hele høsten, fortsatte gjennom våren og gjorde at det ble samlet inn flere gode prøver fra forskjellige prosjekter. Samme høst ble også litteraturstudiet utført, og dette gjorde at det var gode forutsetninger for å starte på denne oppgaven våren 2016.

I januar startet arbeidet med å utføre laboratorieundersøkelser på prøvene som var samlet inn. Prøveserier fra Rv 13 Ryfast, E18 Bommestad – Sky og fra Chile ble testet av undertegnede, mens en prøveserie fra Åsland riggområde ved Follobanen ble sendt inn av byggherre og testet av SINTEF. Mye av tiden som ble brukt på laboratoriet gikk med til å preparere prøver, da dette er veldig tidkrevende. Etter preparering ble prøvene testet for fri svelling, svelletrykk og XRD. Da testene foregår over flere dager ble det også gjort en numerisk analyse på samme tid. Mye av arbeidet her gikk med til å bygge opp modellen og gjøre forskjellige simuleringer for å finne de inndataene som ville gi den beste analysen. I denne perioden ble det også foretatt en befaring

og innhenting av prøver på et av anleggene som er brukt i oppgaven, Rv 13. Ryfast. Befaringen ga en god oversikt over prosjektet og hvordan det jobbes med å lokalisere og innhente prøver fra sleppesoner. To prøver fra en leirsone ble også tatt med for laboratorietesting.

I perioden det ble arbeidet med oppgaven var undertegnede og veileder på hovedekskursjon i Chile. Ved et av prosjektene som ble besøkt, var det problemer med svellende vulkanske, bergarter og det ble tatt med flere prøver tilbake som ble testet og brukt i oppgaven.

Det har under hele arbeidet vært jobbet med å finne litteratur som er koblet opp mot temaet. Dette inkluderer blant annet bøker, artikler, tidligere hovedoppgaver og doktoravhandlinger. Fra litteraturen ble det fokusert på forskjellige typer sikring av tunneler med svellende leire.

Resultatene fra laboratoriet og den numeriske analysen er så brukt til å diskutere de dimensjoneringskriterier som i dag benyttes i norske tunneler. Hvordan svelleegenskaper varierer over en sone er også diskutert på grunnlag av de resultatene som ble funnet ved laboratorieforsøkene.

1.4 Grunnlagsmateriale

I denne oppgaven er det benyttet grunnlagsmateriale for å skaffe seg oversikt over prosjektene det er tatt prøver fra og se på hva som finnes av informasjon på forhånd. Følgende grunnlagsmateriale er brukt:

- Kart over berggrunnsgeologien fra NGU i målestokk 1:50 000 hentet fra NGU sine hjemmesider
- Kart over berggrunnsgeologien fra NGU i målestokk 1:250 000 hentet fra NGU sine hjemmesider
- Ingeniørgeologisk rapport for konkurransegrunnlag – Entreprise E02 Solbakktunnelen fra Hundvåg (Norconsult, 2012)
- E18 Bommestad – Sky Ingeniørgeologisk rapport for byggeplan, inkludert vedlegg (Wiik et al., 2013)
- Access Tunnels Åsland - Engineering Geology (Jernbaneverket, 2014)

1.5 Avgrensninger

I denne oppgaven er de fleste prøver innhentet av ingeniørgeologer og geologer som arbeider ute på anleggene. Dette gjør at det ikke alltid er like gode prøver som er blitt testet og ved flere av prøvene var det lite prøvemateriale sendt inn. Alle planlagte tester kunne dermed ikke utføres som planlagt. Det er også lite beskrivelser av hvordan prøvene ble tatt og hvordan området

rundt prøvelokalitetene så ut. Ved Rv. 13 Ryfast ble det foretatt befaring og prøver ble tatt av undertegnede, men dette var ikke mulig å få til på de andre prosjektene.

I den numeriske analysen er det kun brukt programmet RS3 (Rock and Soil 3 dimensjoner) til å gjøre analyse. Det er en tidligere versjon av dette som det er undervist i ved NTNU, og som undertegnede dermed hadde kunnskap til å bruke. Her ville det vært interessant å også se hvilke resultater andre programmer hadde gitt, men dette ville vært veldig tidskrevende og er derfor ikke gjort. Det ble også forsøkt å se hvilken effekt forskjellig tykkelse på den svellende sonen hadde på deformasjonene. Etter flere forsøk viste det seg imidlertid at resultatene ble veldig like, og det ble konkludert med at programmet ikke var egnet til å utføre denne type analyse.

I den numeriske analysen ble det også antatt flere av bergartsegenskapene og andre variabler som er brukt. Det er tidskrevende og kostbart å hente inn gode tall til dette for å få det helt korrekt, og det er antatt at de input-verdiene som er brukt er tilfredsstillende nok til å få et godt resultat i denne typen analyse.

2 Sammendrag fra prosjektoppgave

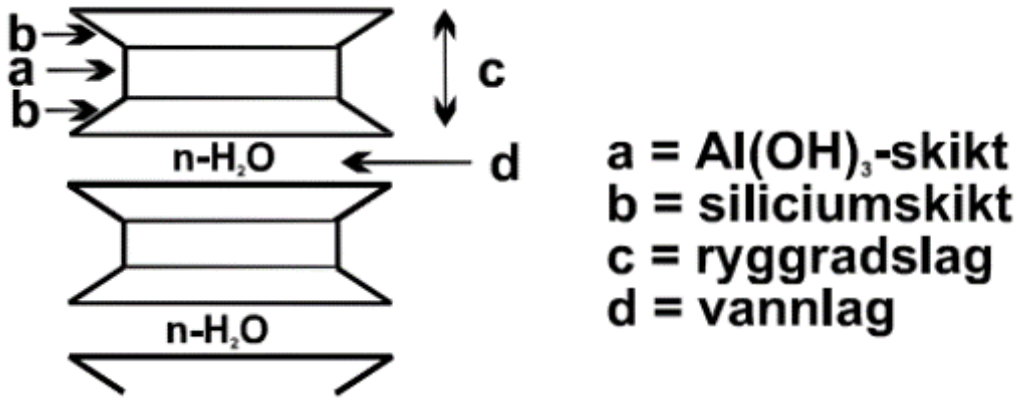
Denne hovedoppgaven bygger på en forstudie gjort av undertegnede høsten 2015 med tittelen «Relevans av svelleleiretesting for dimensjonering av bergsikring i tunnel». Det ble i denne oppgaven sett på definisjoner, dannelse av svelleleire, egenskaper for svelleleire og hvordan svelleprosessen foregår. De viktigste testene for bestemmelse av svelleegenskaper ble også gjennomgått, tidligere prøveresultater fra SINTEF/NTNU ble vurdert, og ulike prosjekter med ras som følge av svellende soner ble sett på. Dette ble gjort som et litteraturstudie, og det er derfor ikke brukt egne laboratorieresultater, men prøveresultater fra tidligere studier. Dette inkluderer blant annet tidligere skrevne artikler, rapporter, masteroppgaver og doktoravhandlinger.

2.1 Dannelse og betingelser for svelling

I henhold til ISRM er svelling definert på følgende måte: «Svellemekanismen er en kombinasjon av en fysisk kjemisk reaksjon som involverer vann og spenningsavlastning. Den fysisk-kjemiske reaksjonen er vanligvis hovedbidraget, men kan bare skje sammen med eller etterfulgt av spenningsavlastning» (Mao, 2012). Det svellende materialet som skaper problemer i Norge i leirfraksjonen opptrer ofte i slepper og sprekker. Leirmineralene dannes ved kjemisk forvitring av silikatmineraler, ofte feltspat og glimmer, og det er montmorillonittgruppen som har størst svellepotensial (Selmer-Olsen, 1976). Det finnes også enkelte svellende bergarter i Norge, der enkelte skifre i Oslofeltet er de som er mest kjent og har skapt mest problemer (Barton et al., 2013).

Oppbygning

Alle leirminerealener er bygd opp av tetraedersjikt (silisiumsjikt) bestående av SiO_4-molekyler og oktaedersjikt bestående av $Al(OH)_3$-molekyler i ryggradslagene. Den kjemiske formelen til montmorillonitt er $(Ca, Na, K)(Al,Mg)_4[(Si,Al)_8O_{20}](OH)_4*n\ H_2O$, og det skilles mellom Ca-montmorillonitt, Na-montmorillonitt og K-montmorillonitt avhengig av hvilke kation som opptrer. Montmorillonitt har et oktaedersjikt, to tetraedersjikt og et vannlag i hvert av ryggradslagene, som vist i Figur 2-1 (Nilsen og Broch, 2012).



Figur 2-1: Oppbygning av montmorillonitt (Nilsen, 2014).

Ryggradslagene holdes ikke sammen, noe som gjør at dipolare vannmolekyler kan trenge inn mellom ryggradslagene sammen med uorganiske kationer. Dette kalles gitterekspansjon og kommer blant annet av en negativ overflateladning som dannes ved at Si- og Al-atomer byttes ut med atomer med lavere valens (Si^{4+} byttes ofte ut med Al^{3+}, og Al^{3+} byttes ut med Mg^{2+}). De uorganiske kationene sammen med ionebyttene gjør at ladningen totalt sett vil være nøytral.

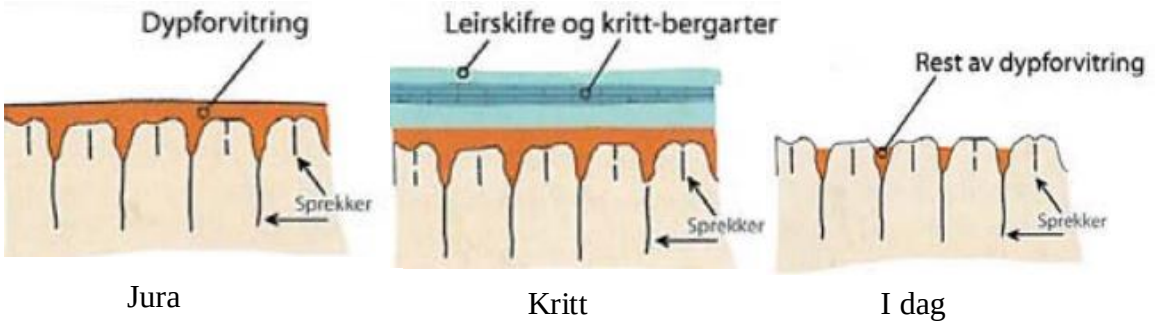
En annen faktor som gjør at montmorillonitt sveller spesielt mye, er det spesifikke overflatearealet. Et stort spesifikk overflateareal vil øke en leires evne til å binde til seg dipolare vannmolekyler og ioner. For ren Na-montmorillonitt vil det spesifikke overflatearealet være opp mot 750 m^2/g, noe som vil si at 10 g er nok til å dekke en fotballbane (Nilsen og Broch, 2012)**.**

Montmorillonitt skaper også ekstra problemer ved sikring på grunn av at den kan svært glatt. Ved enkelte sleppematerialer med stor andel montmorillonitt er det målt friksjonsvinkel under ti grader, noe som øker sjansen for utglidninger/utrasing betraktelig (Tyssekvam, 1996).

Dannelse av svelleleire

Svelleleire dannes ved mekanisk og kjemisk forvitring. Den mekaniske forvitringen deler opp de større fragmentene i mindre enheter, og gjør at den kjemisk forvitringen får større overflate å virke på. For å se på dannelsen av svelleleira som finnes i Norge, må man gå flere titalls millioner år tilbake. For 140 millioner år siden lå Norge lenger sør enn i dag, og den sørlige delen av Norge lå på samme breddegrad som India ligger i dag. Klimaet var subtropisk, dinosaurene levde, og det rant store elver som førte sand og slam ut i havet og dannet avsetninger som i dag finnes i Nordsjøen (Olesen et al., 2007).

Da planter og trær døde og råtnet, ble det dannet humussyre og grunnvannet ble surt. Dette gjør at aggressiviteten øker, og vannet som rant over berget og ned i sprekker angrep enkelte mineralet som ble omdannet til leirmineraler. Denne forvitringen foregikk langs hele overflaten, men der berget allerede var oppkunst ved forkastningsaktivitet, gikk forvitringen langt ned i grunnen. I kritt tid (ca 140-65 millioner år siden) steg havet med 300-400 meter, fastlandet ble liggende under vann, og havbunnen begravet av leirsteiner og kritt-bergarter som vist i midten av Figur 2-2.



Figur 2-2: Dannelse av dypforvitring fra Jura og til i dag redigert etter Nilsen (2014).

Da landet så begynte å heve seg i tertiærtiden (10-20 millioner år siden), ble leirsteinene og kritt-bergartene liggende på overflaten over det dypforvitrede materialet fra jura. Etter hvert kom de store istidene (ca 1 million år siden), og da isen vokste seg større og større, ble stadig mer av de sedimentere avsetningene fra kritt fjernet. Det øverst laget med tidligere forvitret berg ble også erodert bort, mens i dype sprekker ble dypforvitringen liggende igjen som vist helt til høyre i Figur 2-2 (Olesen, 2004).

Svelleprosessen

Svelleprosessen beskrives vanligvis ved hjelp av to stadier: Det første stadiet er hydratisering der vannmolekyler absorberes på leirpartikkeloverflaten med sitt dipolmoment. Dette kommer av ionebyttene i montmorillonitten. Hydrogenatomene i vannmolekylet vil opprette hydrogenbindinger mellom oksygenatomet i vannmolekylet og oksygenatomet på overflaten til leirmineralet. På samme måte vil det også dannes lag på lag med vannmolekyler fra leiroverflaten, der vannet kalles hydroskopisk vann, og til gradvis til fritt porevann. Dette kan føre til en svelling på 100 % i forhold til tørt leirmateriale, noe som tilsvarer fire ryggradslag i montmorillonitt.

Det andre stadiet består av osmotisk svelling og kommer av at det er høyere konsentrasjon av ioner i vannet mellom to ryggradslag enn i porevannet utenfor. Vannet vil søke den løsningen med høyest konsentrasjon av ioner for å skape likevekt og vil presse ryggradslagene fra hverandre. Den største osmotiske svellingen opptrer ved Na^+-ioner mellom ryggradslagene og destillert vann som porevann (Nilsen og Broch, 2012).

Betingelser for svelling

Svelleevnen til et sleppemateriale er avhengig av en rekke faktorer som deles inn i indre og ytre faktorer. De indre faktorene beskriver sleppematerialets potensielle svelleevne, og det er egenskapene til mineralkornene som bestemmer dette. Det avgjørende for de indre betingelsene er derfor hvilke mineraler som opptrer, mengden av de forskjellige mineralene og antallet utbyttbare ioner. Dette kan for det meste testes i laboratoriet på forstyrrede eller uforstyrrede prøver.

De ytre faktorene vil avgjøre om den potensielle svellingen som er målt i laboratoriet vil kunne mobiliseres in-situ. De viktigste forholdene her er komprimeringsgrad, vanntilførsel og bindinger mellom partiklene. Disse betingelsene er vanskelige å måle konkret og kan kun bestemmes omtrentlig ved visuelt ettersyn i felt. Den viktigste av disse er tilgangen på vann som styres av antall sprekker, sprekkekarakter, sonens permeabilitet, den hydrauliske gradienten og avdampningsforholdene i bergrommet. Ved åpning av et bergrom vil det dannes sprekker som kan føre med seg vann, samtidig vil den hydrauliske gradienten øke, og det vil komme fuktig luft inn i bergrommet. Det er mulig å måle noe av dette med instrumenter, men å si hvor mye av vannet som når frem til leira, vil være meget vanskelig (Selmer Olsen, 1985).

Konsolideringsgraden vil også ha mye å si for hvor mye svelling som oppstår in-situ. En høy konsolideringsgrad vil gi høyere tetthet av de svellende mineralene og dermed høyere svelling. Konsolideringsgraden kan vurderes fra lav til høy i felt ved å grave ut materialet eller i laboratoriet ved sammenligning av vanninnhold og konsistensgrenser (Rokoengen, 1973).

2.2 Erfaringer fra tidligere prosjekter

Det ble i litteraturstudiet gjennomgått enkelte prosjekter der svellende materiale førte til forsinkelser og utrasing. Mest kjent er kanskje raset i Hanekleivtunnelen, der 250 m^3 med bergmasse raste ut over en strekning på 25 meter ti år etter ferdigstillelse av tunnelen. Et bilde av raset er vist i Figur 2-3. Under driving var det oppdaget sprekker, og full utstøpning ble vurdert. Det ble ikke gjort, men det ble lagt på et ekstra lag sprøytebetong på 10 cm som ekstra sikring.

Etter ulykken ble det nedsatt en granskningskomite for å finne årsaken til raset og for å unngå lignende hendelser i fremtiden. Sleppemateriale i sprekkene som førte til raset ble laboratorietestet og fri svelling ble målt til 140-150% (moderat/høyt) og svelletrykk til 0,15-0,18 MPa (moderat). Sammen med nedsatt friksjon var den moderate svellingen nok til at berget ble ustabilt, og det skal altså ikke stor svelling til for å utløse ras i et ustabilt område (Bollingmo et al., 2007).

Figur 2-3: Bilde fra rasområdet i Hanekleivtunnelen (Bollingmo et al., 2007).

I Oslofjordtunnelen oppsto det også stabilitetsproblemer og ras lenge etter at tunnelen var ferdigstilt. Raset oppsto tre og et halvt år etter åpning av tunnelen, og rasvolumet ble estimert til rundt 40 m^3. Prøver fra sleppematerialet i området ble tatt med og testet og svelletrykket ble målt til 0,55 MPa (høyt), fri svelling til 167 % (høyt), og finstoffinnholdet ble målt til 34 % (materiale med fraksjoner finere enn 20 μm). Konklusjonen fra granskningsrapporten som ble skrevet i ettertid, var at svelleleire var viktig for utviklingen av raset, og at spredt bolting og sprøytebetong ikke var god nok sikring. Det ble også funnet lignende utfall to andre steder i tunnelen bak liningen.

Disse rasene viser at laboratorieresultater må vurderes kritisk, og at det ikke kun sikres etter dette, da moderate svelletrykk kan gi store konsekvenser. En viktig faktor som kanskje ikke tenkes så mye på, er at berget blir meget svakt ved forvitringen, og vil legge press på sikringskonstruksjonen. Ved svakt berg vil også den selvbærende effekten av berget svekkes,

noe som også vil kreve tyngre bergsikring. Det er for øvrig vanskelig å kunne si noe om hvor svakt materialet er kun ved feltobservasjoner (Nilsen, 2011).

I litteraturstudiet ble det også sett på resultater fra hovedoppgaven til Tyssekvam (1996) der det var laget en ny apparatur for testing av svelletrykket til svellende materialer. Denne apparaturen tar større og mer uforstyrrede prøver, og tanken var at usikkerheter knyttet til preparering av prøven ble borte. Tyssekvam rakk ikke å teste på mange prøver i sin oppgave, men resultatene fra seks prøver ble sammenlignet med vanlig ødometer resultater. Resultatene fra de to analysene ble plottet mot hverandre, det viste seg at det var liten korrelasjon. Dette kan komme av prepareringen av prøvene, men også av at den nye apparaturen ikke var godt nok testet og at resultatene kan variere noe.

2.3 Resultater og konklusjon fra prosjektoppgave

Det ble hentet inn data fra tidligere prosjekter for å se på variasjoner av svellepotensiale for prøver tatt ved samme lokasjon. En stor andel av resultatene som ble brukt kom fra doktoravhandlingen til Kåre Rokoengen med tittelen «Svelleegenskaper hos leirsoner i fjell» (Rokoengen, 1973). Det er for det meste sett på hvordan prøvepreparering innvirker og endrer resultatet. Prøver fra samme lokasjon er derfor delt opp og testet hver for seg. Konklusjonen fra litteraturstudiet kan oppsummeres i fire hovedpunkter:

- Ved sikring mot svelleleire er det en rekke faktorer som spiller inn. Blant de viktigste som kan bestemmes på stuff, er orientering og tykkelse på sonen. Hvilke mineraler som opptrer og egenskapene til disse, kan bestemmes i laboratoriet, mens komprimeringsgrad og tilgang på vann er vanskelig å bedømme. Alle disse faktorene må tas hensyn til når sikringen dimensjoneres.
- Det er knyttet usikkerheter til resultater fra bruk av ødometer, og det er vist at resultatene kan variere stort innenfor samme sted og innenfor én og samme sone. Én av årsakene til dette kan være at prøvene blir forskjellig påvirket under prøveprepareringen.
- Ved testing av fri svelling er resultatene relativt like innenfor samme sted, og også innenfor samme sone.
- Det er liten sammenheng mellom testing av preparerte prøver testet ved ødometertest og prøver som ikke er preparert testet ved en ny testmetode fra hovedoppgaven til Ingvar Ove Tyssekvam. Dette kan skyldes måten prøvene prepareres på, men også måten apparaturene er forskjellig satt opp.

Resultatene herfra kommer som tidligere nevnt fra et litteraturstudie og alle prøvene som var tatt var ikke alltid like relevant for oppgaven.

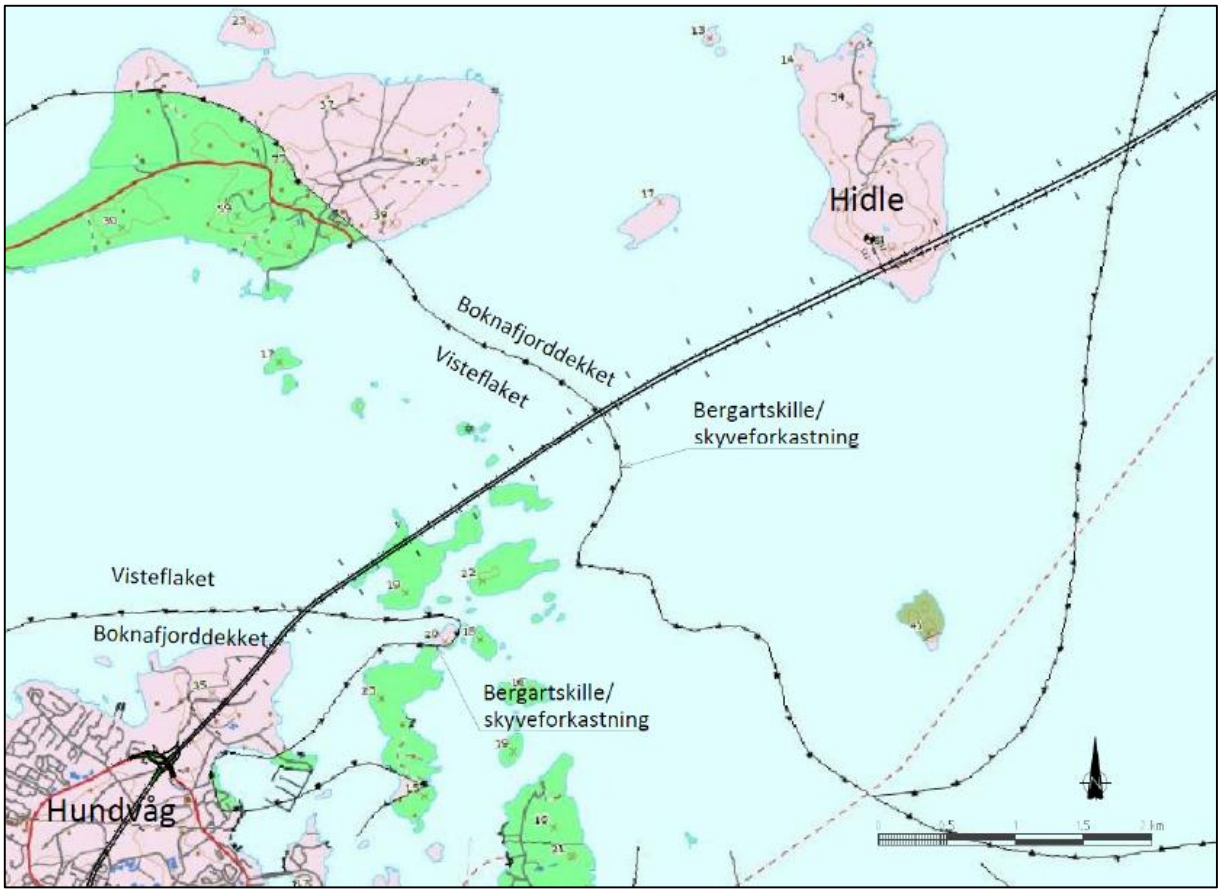
3 Gjennomgang av prosjekter det er hentet prøver fra

For å se hvordan svelletrykket varierer innenfor en og samme sone, er det tatt kontakt med flere prosjekter for å få tilsendt prøver å teste. Prosjektene er geografisk spredt og flere deler av Norges geologi er representert. Dette arbeidet startet høsten 2015, og flere av prøvene ble tatt denne høsten og testet våren 2016. Ingeniørgeologer fra Statens vegvesen og Jernbaneverket har vært til stor hjelp i dette arbeidet, da de er ute på anlegg og har mulighet til å ta gode prøver før berget sprøytes inn. Resultater som er relevante for oppgaven og testet av SINTEF, er også valgt å ta med, noe som gir oppgaven flere resultater å jobbe med. Dette sparer også en del arbeid, da det er tidskrevende å preparere prøver og utføre ødometeranalyse.

3.1 Rv. 13 Ryfast

For å binde Stavanger til Ryfylke (kommunene Suldal, Hjelmeland, Strand og Forsand), drives det flere tunneler fra Stavanger, via Hundvåg, til Solbakk på Strand. Anleggsarbeidet startet i 2012, og etter planen skal vegene, inkludert tunnelene, åpne i 2019. Det skal til sammen drives 14,1 kilometer undersjøisk tunnel, og når prosjektet blir ferdig, vil dette være verdens lengste undersjøiske vegtunnel. I denne studien ses det på prøver fra entreprise E03, som innebærer to løp med 6,3 kilometer tunnel (profil 6200 til profil 12500), der 5,2 av disse er undersjøiske. Det dypeste punktet vil ligge under Hidlefjorden på kvote -290.

Bergartene i området er hovedsakelig prekampriske med overliggende kaledonske dekkebergarter enkelte steder. Det prekambriske grunnfjellet består av ulike typer gneiser med enkelte gabbroforekomster. De kaledonske dekkebergartene er skjøvet over dette for 350 milllioner år siden ved dannelsen av den kaledonske fjellkjeden. Tunnelen vil gå gjennom dekkeenhetene Visteflaket, Storheidekket og Boknafjorddekket fra kaledoidene. Et bilde som viser flere av dekkene med inntegnet tunneltrase, er vist i Figur 3-1. Visteflaket ligger nederst og består av fyllitter som stedvis er rike på kvartslinser. Storheidekket og Boknafjorddekket består av båndet gneis, mens Storheidekket ofte er mer glimmerriket. Dette innebærer at tunnelen hovedsakelig vil gå gjennom fyllitter og gneiser, men grensene er kartlagt som noe uklare og bergartene er forventet å veksle en del i overgangene (Norconsult, 2012).



Figur 3-1: Utsnitt av NGUs bergartskart med inntegnet tunneltrase og dekkeenheter. Rosa er gneis, mens den grønne fargen er fyllitt (Norconsult, 2012).

På forhånd er det utført seismiske undersøkelser og også en grovhullsboring fra sørspissen på øya Hidle. Her ble det tatt prøver av borkakset for hver 50. meter, og dette ble studert i mikroskop med 32x forstørrelse. Det viste seg at bergarten hovedsakelig besto av kvarts – feltspatrik gneis, og det ble registrert noe av de mørke mineralene amfibol og biotitt.

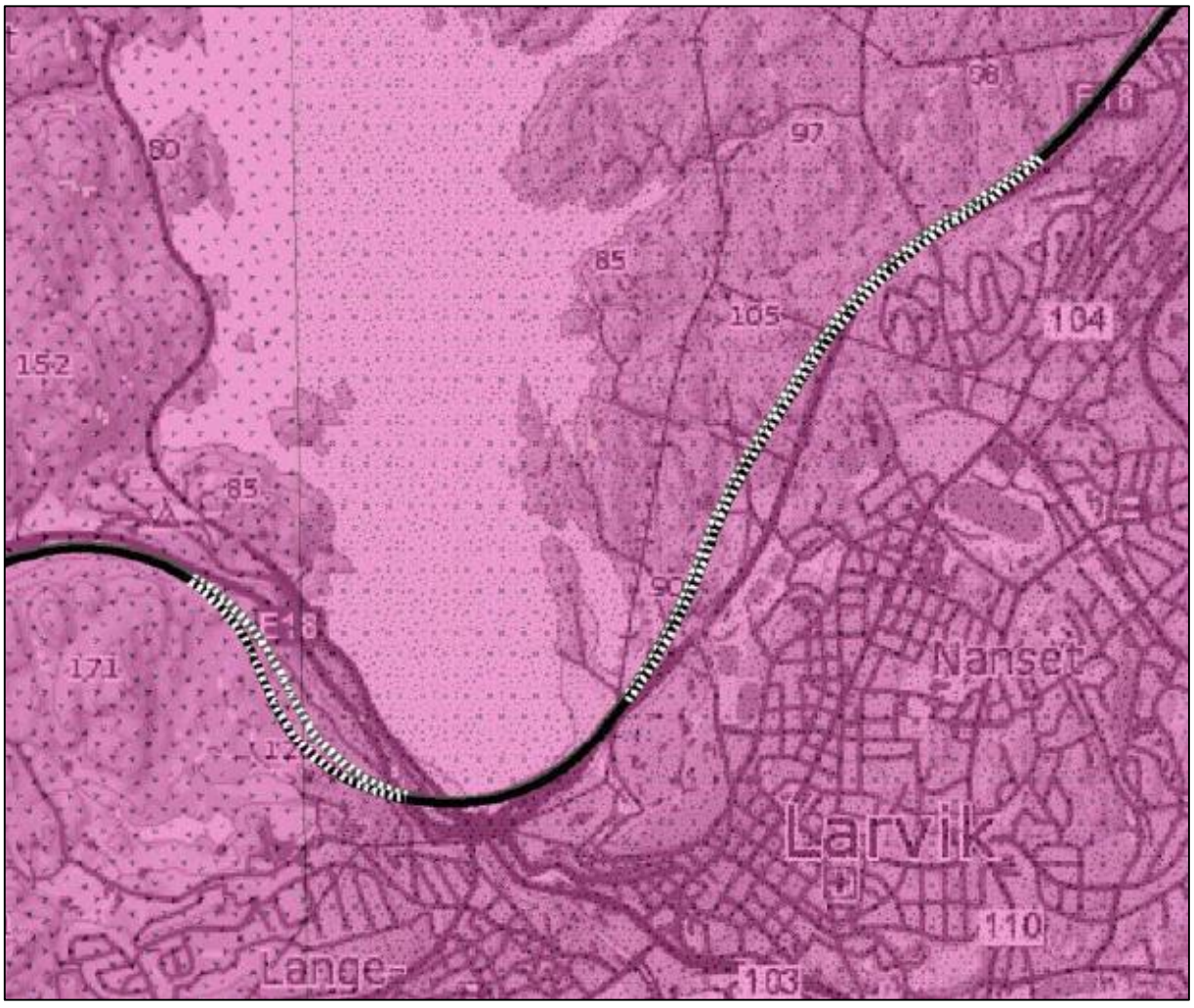
Etter at den kaledonske fjellkjeden ble dannet, har det skjedd oppbrytninger av berget ved forkastninger langs steile plan. Disse har hovedsakelig retning nord - sør og nord-nordvest – sør-sørøst. Flere av disse er også reaktivert etter siste istid med sprang opp mot 10 meter (Norconsult, 2012).

3.2 E18 Bommestad – Sky

Det bygges ny E18 gjennom Larvik mellom Bommestad og Sky med til sammen 6,9 kilometer firefelts veg. Dette inkluderer blant annet to tunneler med to løp i hver på til sammen 7,4 kilometer: Larviktunnelen og Martineåstunnelen. Tunnelene er markert med stiplede linjer på Figur 3-2, der Martineåstunnelen ligger lengst mot venstre (som tilsvarer sør) i bildet, mens Larviktunnelen er noe lengre og ligger mot høyre (tilsvarer mot nord). Traseen for tunnelene

ligger i bergarter fra den sørvestre del av Oslofeltet, som ble dannet for 250-360 millioner år siden (karbon og perm). I denne perioden var det mye tektoniske og magmatiske hendelser som forkastninger, oppsprekking, strekking og fortynning.

Bergarten i området er som vist i Figur 3-2 for det meste larvikitt, kjent for å ha meget god stabilitet ved tunneldriving. Den er en permisk, magmatisk dypbergart bestående av rundt 90% feltspat og mindre andeler mørke bergarter som amfibol, pyroksen, olivin og biotitt. Karakteristisk er store feltspatkrystaller (2-3 cm) og et labradoriserende fargespill. Larvikitten er intrudert av ganger med diabas, pegmatitt og noe rymbeporfyr. Dette kan ofte kjennetegnes ved forsenkninger i terrenget, og det har vist seg at det ofte har oppstått store lekkasjer i overgangene mellom intrusjonsbergartene og larvikitten. Flere deler av tunnelene skal drives i områder med lite overdekning, og det ble på forhånd kartlagt flere svakhetssoner med dårlig bergkvalitet, leiromvandlet berg og soner med svelleleire (Wiik et al., 2013).

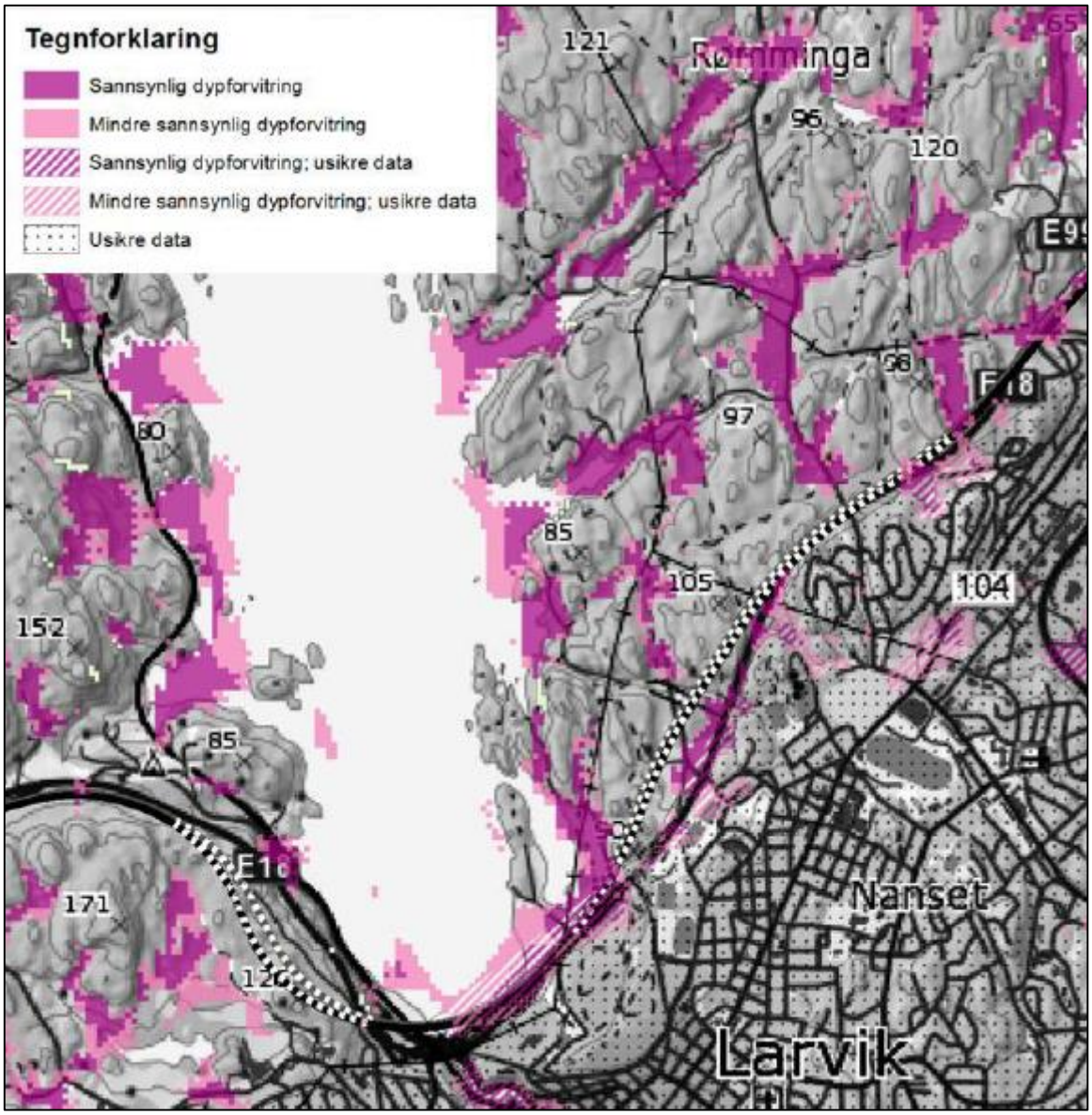


Figur 3-2: Utsnitt fra NGUs berggrunnskart, der stiplingen viser hvor tunnelene etableres. Den rosa fargen markerer larvikitt, og finnes i hele området.

Mange av svakhetssonene som er funnet, har orientering nord-sør og kan være knyttet til dannelsen av Oslograben. Disse kan være lange i utstrekning, ha en betydelig bredde, og i larvikitten vil dette gi et landskap med koller og forsenkninger i samme retning. I kollene er det ofte larvikitt av god kvalitet, mens det mellom kollene er kartlagt mer oppkunst, omvandlet og forvitret berg. Blant annet vil det være oppknuste gangbergarter, som i Figur 3-3, der det er avbildet en svakhetssone med oppknust diabas. Det er også kartlagt svakhetssoner av mindre betydning på tvers av dette med orientering øst-vest. I terrenget vil svakhetssonene ofte være jordfylte forsenkninger, mens det i dypet kan være forvitret og berget omdannet til svellende materiale (Wiik et al., 2013).

Figur 3-3: Bilde som viser hvordan diabasgang er oppsprukket og fører til en forsenkning i terrenget (Wiik et al., 2013).

På grunn av det høye innholdet av feltspat vil larvikitt ofte omvandles til leire og svelleleire i svakhetssoner. I Figur 3-4 er det lagt med NGUs kart over dypforvitring. Lillafargen markerer sannsynlig dypforvitring, mens rosa markerer mindre sannsynlig dypforvitring. Der fargene er tegnet med streker er dataene noe mer usikre. Dette viser at deler av Larviktunnelen vil gå i områder med sannsynlig dypforvitring, mens Martineåstunnelen vil gå i nærheten av områder med dypforvitring.



Figur 3-4: NGUs kart over dypforvitring hentet fra den geologisk rapporten for prosjektet viser hvor det er sannsynlig å møte på dypforvitring med inntegnede tunneltraseer med stiplede linjer.

På grunn av områdene med dypforvitring ble det i den geologiske rapporten for området anbefalt omfattende sikring i store deler av tunnelene. Ved risiko for svellende sprekkefylling ble det også anbefalt å utføre sonderboringer med spesielt fokus på tilstedeværelse av leire (Wiik et al., 2013).

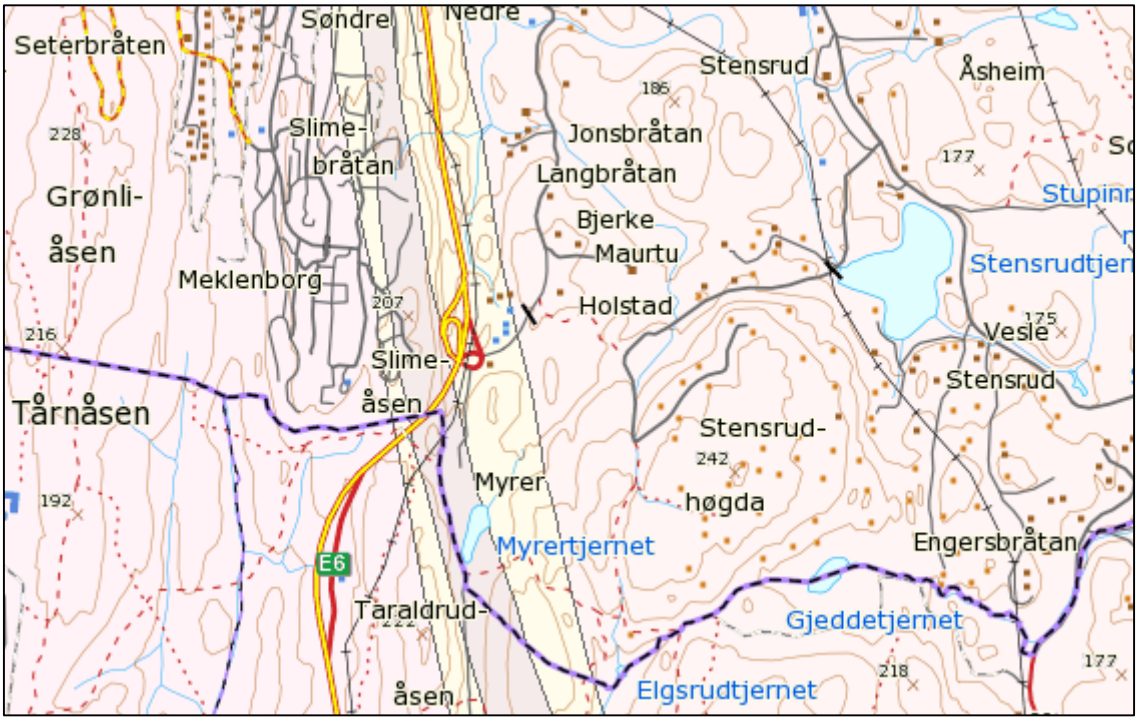
3.3 Follobanen, Åsland riggområde

Follobanen skal bygges med fire tunnelboremaskiner (TBM) fra Åsland; to som driver mot Ski og to mot Oslo. Til dette skal det bygges to atkomsttunneler med nav; atkomsttunnel sør og atkomsttunnel nord. Begge disse starter på Åsland og blir drevet ved hjelp av «drill and blast» og med tverrsnitt på 76 m^2 (Jernbaneverket, 2014).

Området rundt Åsland består hovedsakelig av tre prekambriske gneiser:

- Tonalittisk –granatisk gneis bestående av rundt 30% kvarts, 40% feltspat, 20% biotitt og mindre innhold av andre mineraler som kloritt og muskovitt.
- Kvarts-feltspat gneis bestående av rundt 30% kvarts, 65% feltspat, 5% biotitt og lite innhold av andre mineraler.
- Biotitt øyegneis bestående av 25% kvarts, 60% feltspat, 10% biotitt og granater.

Det ble også funnet linser av mørk amfibolitt med tykkelse opp til noen få meter. Denne er i overgangen til omliggende bergarter omdannet til biotittskifer med sterk foliasjon. Det ble også funnet enkelte pegmatittintrusjoner med høyt kvartsinnhold (Jernbaneverket, 2014). Kart over berggrunnen fra NGU er vist i Figur 3-5.



Figur 3-5: Kart over berggrunnen levert av NGU, der den lyseste fargen er tonalittisk til granittisk gnei, beltet parallelt med E6 er granittisk til granodiorittisk gneis og granat-biotittgneis.

Dannelsen av Oslograbenen i Perm gjorde at det ble dannet store forsenkinger. Svakhetssonene i området er for det meste kartlagt til å være nord-sør orientert. Det ble antatt før byggestart at det ikke var større soner med svellende mineraler, men enkelte mindre soner. Dette gjorde at det på forhånd ble det gjort flere kjerneboringer, der det ble utført tre svelletester på deler av kjerner der det var leire. Resultatene derfra var som følger (Jernbaneverket, 2014):

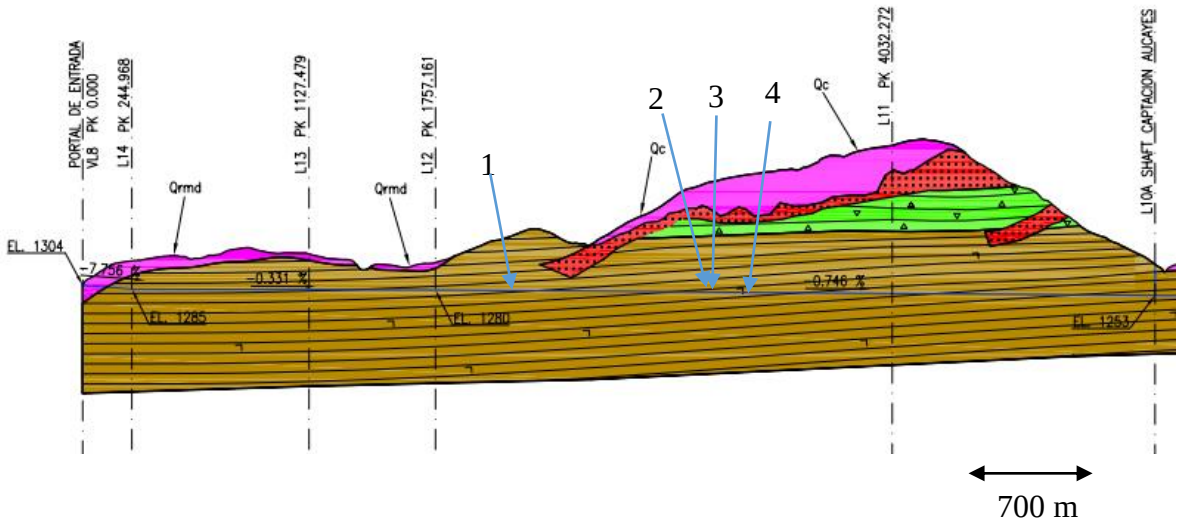
Tabell 3-1: Resultater fra svelletrykksmålinger fra prøver tatt ved kjerneboring (Jernbaneverket, 2014).

Lokasjon	Fri svelling, %	Svelletrykk, MPa
BH 837 (43.7-44.1 m)	100	0,10
BH 838 (83.0-83.3 m)	145	0,10
BH 840 (63.0-63.1 m)	110	0,14

3.4 Alto Maipo, Chile

Alto Maipo er en kraftverktutbygging som inkluderer over 65 kilometer med tunneler når anlegget forventes å stå ferdig i 2018 og vil ha en samlet kapasitet på 531 MW og en produksjon på 2320 GWh. Det skal blant annet drives med fire TBMer med diametere 3,4 til 6,9 meter. Dette skal føre vannet til to kraftstasjoner; Alfafal II og Las Lajas.

Etter samtaler med en av arbeiderne på prosjektet som tidligere skrev sin hovedoppgave på NTNU, ble det tatt med fire prøver fra området hjem til Norge. Disse er tatt med i oppgaven for å se hvilke svelletrykk som finnes i Chile og hvilke endringer av svellepotensiale som finnes i svellende bergarter der. Et vertikalt profil fra området med prøvelokasjonene er vist i Figur 3-6.



Figur 3-6: Vertikalt bergartsprofil for deler av tunnelen. Den brune fargen er tuff med innslag av sandstein og breksje, det grønne er breksje, det røde er intrusjoner, og det lilla er ukonsoliderte løsmasser. Tunneltraseen er markert med blått og prøvepunkter er markert med piler (Evers, 2016).

Området består for det meste av vulkanske bergarter og mye vulkansk tuff. Tuff er en bergart som oppstår når ved at vulkansk aske blir konsolidert. Ved besøk på anlegget ble det vist en prøve fra området som ble lagt i vann. Denne dispergerte etter få sekunder, og det var tydelig at dette var et betydelig problem under drivingen i området (Evers, 2016).

4 Prosedyre for laboratorieundersøkelser

For å teste materiale som kan ha svellepotensiale, er det flere trinn prøven må igjennom for å finne ut om prøven inneholder svellende materiale og eventuelt egenskaper ved svellingen. Det er flere måter å finne ut dette på, og svellepotensiale kan testes direkte ved test av fri svelling eller svelletrykk, eller mineralinnholdet kan finnes ved røntgendiffraksjonsanalyse (XRD-analyse), fargetest og differensialtermisk analyse (DTA-analyse) (Nilsen og Broch, 2012). En annen mulighet er å finne konsistensgrenser som korrelerer med svelleegenskaper (Rokoengen, 1973). I denne studien er prøvene kun analysert ved test av fri svelling, svelletrykk i ødometerapparatur og XRD-analyse. Det er varierende om prøvene er sendt inn i forbindelse med det pågående prosjektet og testet av laboratoriepersonell eller om prøvene er sendt inn med hensikt på denne oppgaven og testet av undertegnede med hjelp og veiledning av Gunner Vistnes og Laurentius Tijhuis. Testene som er utført er beskrevet i dette kapitelet, og det er også gitt en kort beskrivelse av andre metoder som kan benyttes for identifisering av svelling i kapittel 4.5.

4.1 Preparering

En stor del av laboratoriearbeidet som gjøres i forbindelse med testing av svelleegenskaper er preparering av prøvene. Hensikten med prepareringen er å skille ut materiale med kornstørrelse < 20µm, som er kornstørrelsen som benyttes ved testing. Ved preparering starter man med å velge hvor stor del av prøven man trenger for å få nok prøvemateriale < 20µm til de testene som skal utføres. Ved mye prøvemateriale må prøven deles opp, og det er viktig å dele slik at den delen man preparer er representativ for materialet.

Prøven som skal prepareres legges så i en skål og dynkes i vann. De minste partiklene vil løses opp i vannet og blandes ut. Hvis det er klumper med leire, knuses disse for hånd, og ved leirbelegg på faste partikler skal dette vaskes av. Dette er viktig, da det forvitrede materialet ofte sitter fast på berg, og at alle mindre partikler blir løst opp ved knusing og vasking. Vannet med de oppløste partiklene blir så helt over i reagensglass på en liter. Her vil partiklene sedimenteres, og for å skille partiklene større og mindre enn 20 µm benyttes Stokes lov:

$$w = \frac{2\left(\rho_p - \rho_f\right)gr^2}{9\mu}$$

Der w er sedimenteringspartikkelens fallhastighet, ρ er tettheten til partiklene (der p er partikkeltetthet og f er væsketetthet), g er gravitasjonskonstanten, r er radiusen på partiklene i løsning og µ er den dynamiske viskositeten til væsken (Sandvik et al., 1999). For bruk av

leirpartikler regnes det med tettet på 2650 kg/m^3 og r blir satt til 10 μm for å skille partikler over og under 20 μm. Regnestykket blir:

$$w = \frac{2\,(2650 - 1000)\,9{,}81 * (10 * 10^6)^2}{9 * 0{,}001002} = 3{,}6 * 10^{-4}$$

Ved hjelp av fallhastigheten til partiklene kan det bestemmes en avstand de vil falle, og tiden de vil bruke på å falle denne avstanden kan regnes ut. Ved laboratoriet til NTNU/Sintef er det benyttet en liters reagensglass og det er målt opp 25 cm. Tiden partiklene større enn 20 μm bruker blir 694 sekunder, som tilsvarer 11 minutter og 34 sekunder. Det vil si at alle partikler i vannløsning over 25 cm etter 11 minutter og 34 sekunder vil være mindre enn 20 μm.

Væsken med partiklene mindre enn 20 μm separeres ved hjelp av dette fra resten væsken med partikler som er større. Dette gjøres ved å bruke en slange som plasseres på ønsket nivå og hevertprinsippet (flytter væske fra et høyere til et lavere nivå). Løsningen som er skilt ut settes så i et tørkeskap på 105 ˚C slik at vannet fordamper og det kun ligger igjen partikler med kornstørrelse mindre enn 20 μm. Resten av løsningen med vann og partikler og de vaskede restene blir også samlet og satt i tørkeskap for å kunne si hvor mye av materialet som er større enn 20 μm. I vedlegg A vises bilde av hvordan prøvematerialet ser ut i prøveskapet. Prøvene etter tørking er vist i Figur 4-1 (Visnes, 2016).

Figur 4-1: Prøvematerialet etter det er tørket et døgn i tørkeskap. Til venstre er materialet som er mindre enn 20 μm, til høyre er materialet som er større.

Skålene med prøvene veies så for å kunne få en nøyaktig måling av hvor mye som finnes av finstoff. Materialet som er større enn 20 μm legges i en prøvepose, mens materiale mindre enn 20 μm «knuses» for å kunne ta gode tester videre. Dette gjøres ved hjelp av en porsenlensmølle, som vist i Figur 4-2. Prøven lagres i en ny pose frem til videre testing (Visnes, 2016).

Figur 4-2: Bilde av en prøve som er ferdig oppknust i porselensmøllen.

Det er også mulig å bruke våtsikting for å skille kornstørrelsene. Finstoffet vil ikke kitte seg like mye sammen, og man også få et mer nøyaktig skille av partikler over og under 20 μm (Visnes, 2016).

Preparering for testing av svellende bergarter

Det finnes også enkelte svellende bergarter som kan forårsake problemer i tunneler eller ved bygging av annen infrastruktur. I Norge er det ofte snakk om alunskifer, mens det i Sør-Amerika kan være vulkanske bergarter. Det er derfor utviklet prosedyrer for preparering av skifrige bergarter og for vulkanske bergarter med svellende potensiale (Dahl et al., 2013).

For de skifrige bergartene bores det en borekjerne med diameter 25 mm normalt på lagdelingen fra en intakt blokk. Denne skal bores ut tørt, og det benyttes trykkluft som kjøling og til å fjerne borkaks. Fra kjernen sages det en 5 mm tykk skive ved hjelp av diamantsag og med alkohol som kjølemiddel. Denne trøkes 24 timer ved 105 ˚C i varmeskap før den er klar for testing. En annen forskjell i forhold til vanlig testprosedyre er at det brukes 4 MPa forkonsolidering, i motsetning til 2 MPa som er vanlig.

For vulkanske bergarter er det en litt annen fremgangsmetode som benyttes. Der knuses materialet først opp for hånd eller ved hammer slik at det kan knuses ved kjeftknuser. Deretter knuses bitene videre i kjeftknuseren, som settes med utløpsåpning på 5 mm. Prøven knuses så videre opp med to minutter i en skivesvingmølle slik at den blir finknust. Videre trøkes prøven et døgn på 105 ˚C. Til slutt knuses den opp i en porselensmølle i 15 minutter, og testes på vanlig

måte. Det som er spesielt med denne metoden, og som er verdt å merke seg, er at materialet ikke avslemmes og at alt som blir knust opp brukes videre i testingen (Dahl et al., 2013).

4.2 Fri svelling

For å kunne karakterisere svellematerialet er fri svelling en test som er veldig enkel å utføre etter man har preparert sleppematerialet. Testen måler hvor mange prosent volumendringen til en preparert prøve vil være på når den puttes i vann (Statens Vegvesen, 2014).

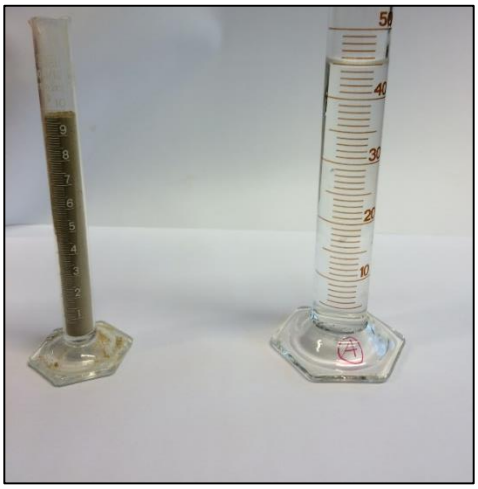
Utstyr

Følgende utsyr ble brukt ved testing av fri svelling:

- 10 ml preparert sleppemateriale med kornstørrelse mindre enn 20 µm
- 10 ml prøvesylinder
- 50 ml målesylinder
- Destillert vann

Testprosedyre

For testing av fri svelling til sleppematerialet ble prosedyren fra Håndbok R210 – Laboratorieundersøkelser utgitt av Statens vegvesen fulgt. Det helles opp 45 ml destillert vann i en 50 ml målesylinder. I 10 ml-sylinderen blir det målt opp 10 ml (V_t) av det slemmede materiale med kornstørrelse mindre enn 20 µm. Målesylindere med destillert vann og oppmålt prøvemateriale er vist i Figur 4-3 (Statens Vegvesen, 2014).



Figur 4-3: Bilde som viser 10 ml med preparert prøvemateriale og et reagensglass med 45 ml destillert vann.

Prøvematerialet blir forsiktig tilført prøvesylinderen med destillert vann. Det er viktig at dette drysses veldig forsiktig, slik at det ikke blir dannet klumper og alt materiale kommer i kontakt med vann. Prøvematerialet vil ha mulighet for å ta opp vann og svelle fritt. Etter et døgn har det meste sedimentert i bunnen, og volumet sedimentert masse ble lest av som V_1. Det volumet materialet tar opp vil være et uttrykk for fri svelling i prosent av det opprinnelige volum (Statens Vegvesen, 2014; Visnes, 2016).

Resultat

Fri svelling er definert som:

$$\frac{V_1}{V_t} x\ 100 = Fri\ svelling\ [\%]$$

I henhold til vegvesenet uttrykkes sammenheng mellom fri svelling og svellepotensial som følger (Statens Vegvesen, 2014):

Tabell 4-1: Klassifisering av sleppematerialet i henhold til Statens Vegvesen (Statens Vegvesen, 2014)

Svellepotensial	Ikke aktivt	Lite aktivt	Middels aktivt	Meget aktivt
Fri svelling	< 80 %	80 – 120 %	120 - 150 %	> 150 %

Det er også laget en annen sammenheng mellom fri svelling og svellepotensiale og Norsk bergmekanikkgruppe har følgende klassifisering (Norsk Bergmekanikkgruppe, 1985):

Tabell 4-2: Klassifisering av sleppematerialet i henhold til Norsk Bergmekanikkgruppe (Norsk Bergmekanikkgruppe, 1985)

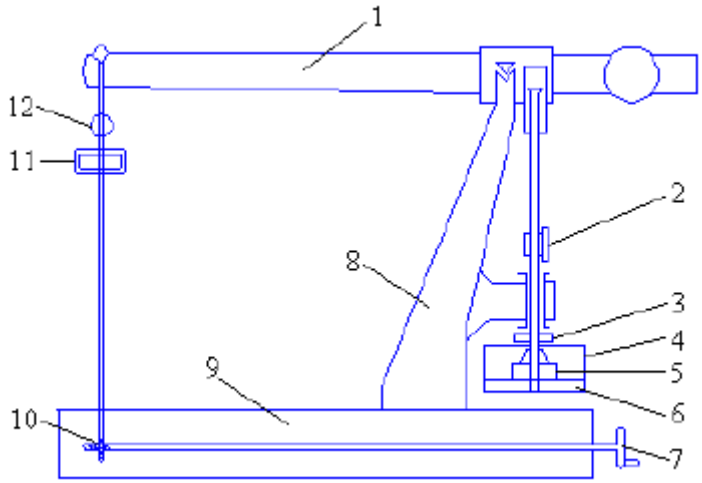
Svellepotensial	Ikke aktivt	Lite aktivt	Middels aktivt	Meget aktivt
Fri svelling	< 100 %	100 – 140 %	140 - 200 %	> 200 %

4.3 Ødometertest for svelletrykk

For å kunne si noe om hvor stort trykk sleppematerialet kan etablere ble prøvene testet for svelletrykk på en preparert prøve. Dette ble gjort ved hjelp av ødometerapparatur i laboratoriet til SINTEF/IGB.

Utstyr

For å teste svelletrykket brukes et ødometerapparat som vist i Figur 4-4. Dette er ikke helt identisk med det som er brukt ved forsøkene, men prinsippet og hovedkomponentene rundt testcellen er de samme.



Figur 4-4: Tegning av apparatur for testing av svelletrykk modifisert etter Nilsen et al. (2011)

Apparatet består av følgende komponenter:

1) Vektarm med størrelse på 1:10.

2) Måleinstrument med sensitivitet på 0.001 mm for å måle høyden på prøven.

3) Justerskrue.

4) Boks.

5) Sylindrisk testcelle.

6) Ståltallerken.

7) Hjul.

8) Avstiver.

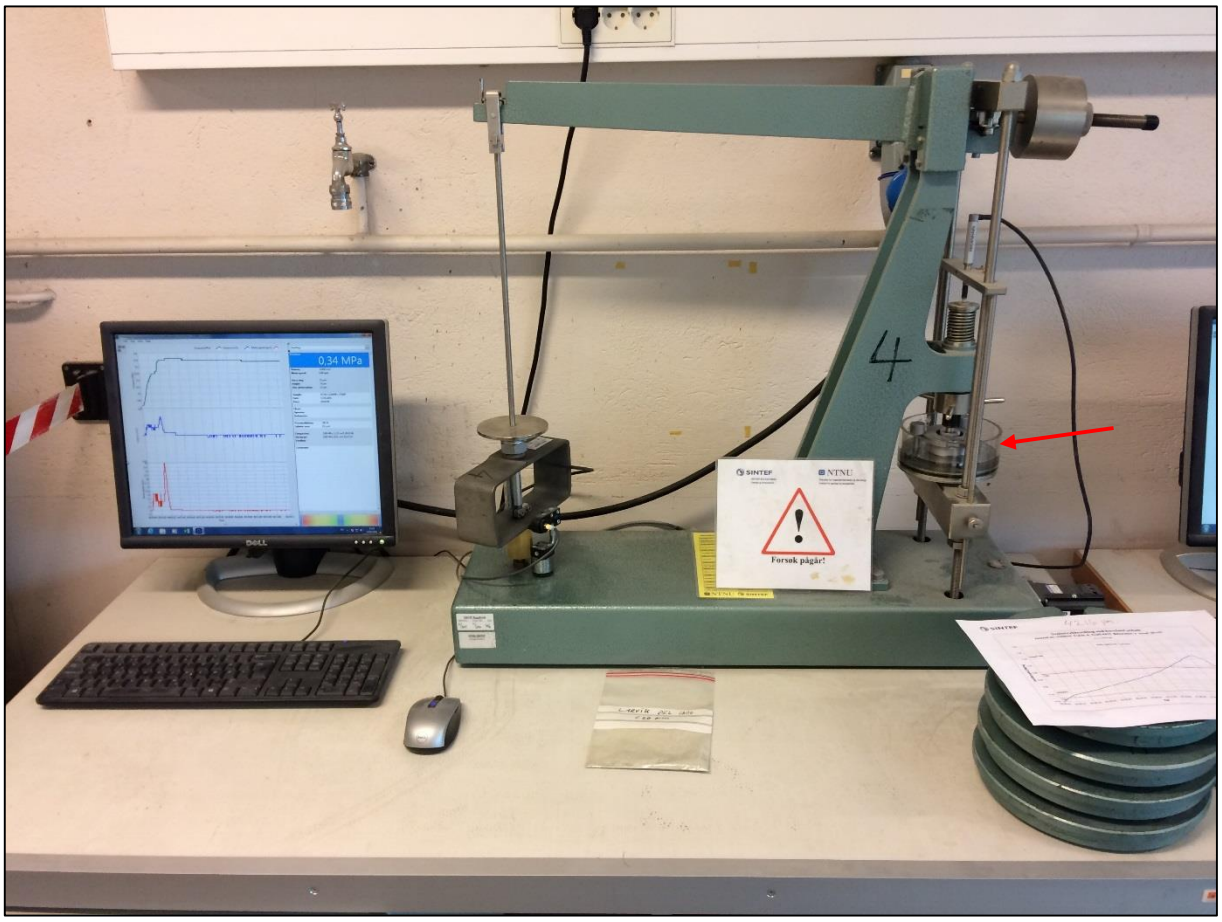
9) Fundament.

10) Skruedrev.

11) Kraftring.

12) Måleverktøy med høy sensitivitet.

Et fullstendig oppsett av utstyret som er brukt for analysene i denne oppgaven er vist i Figur 4-5. Til venstre vises dataloggeren med tre forskjellige grafer som viser trykk som trenges for å holde prøven ved konstant volum, volumet av prøven og matekraften fra apparaturen. Prøven i testcellen er markert med rød pil til høyre i bildet.

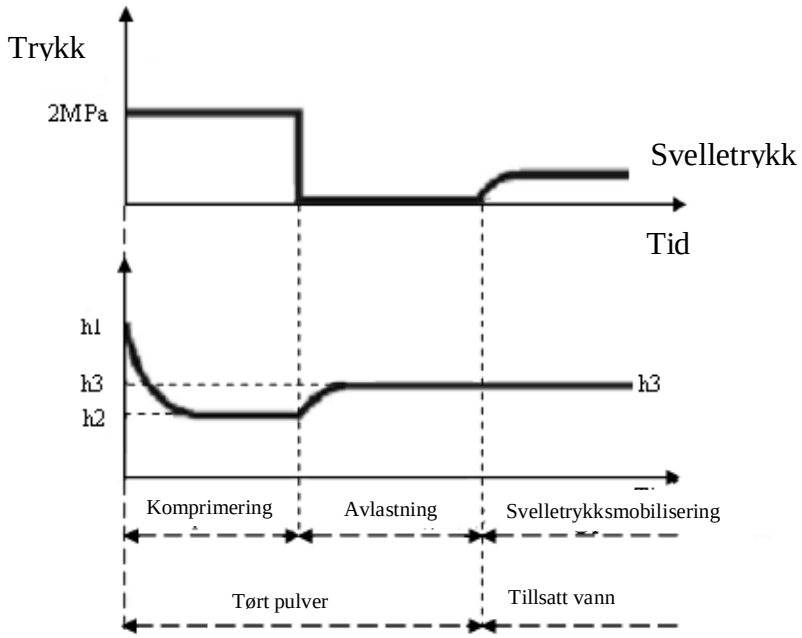


Figur 4-5: Bilde av ødometerapparaturen med data for logging til venstre, til høyre prøveapparaturen med prøven markert med rød pil.

Testprosedyre

Først må det måles opp 20 gram preparert prøve, som forsiktig drysses i testcellen der det er lagt et porselensfilter for vanngjennomstrømning. Det er også mulig å benytte seg av en mindre testcelle, der det benyttes 10 gram prøvemateriale. Prøven blir så komprimert og avrettet ved flere gjentagende operasjoner til prøven er helt rett og klar for neste steg. Det settes så på et «lokk», slik at prøven blir lukket og er klar for testing. Det første som gjøres er å plassere prøven i prøveapparatet og montere måleinstrument for måling av høyde på prøven. Prøven belastes med 400 kN for å forhåndsbelaste prøven (200 kN for den mindre prøvecellen). Deretter står denne et døgn, uten at noe gjøres, for å komprimere godt. Tanken bak dette er å simulere de forhold sleppematerialet vil oppleve ved uttak av berg: Det vil først komprimeres inne i sonen,

før det vil oppstå avlastning ved driving (Tyssekvam, 1996). Dette er vist i Figur 4-6, der det er inntegnet én graf for trykkutvikling og én graf for utvikling av høyden på prøven. Tidligere er det også gjort forsøk der det er brukt et større komprimeringstrykk, og det har vist seg at det er lineær sammenheng mellom komprimeringstrykk og maksimalt svelletrykk (Selmer Olsen, 1985).

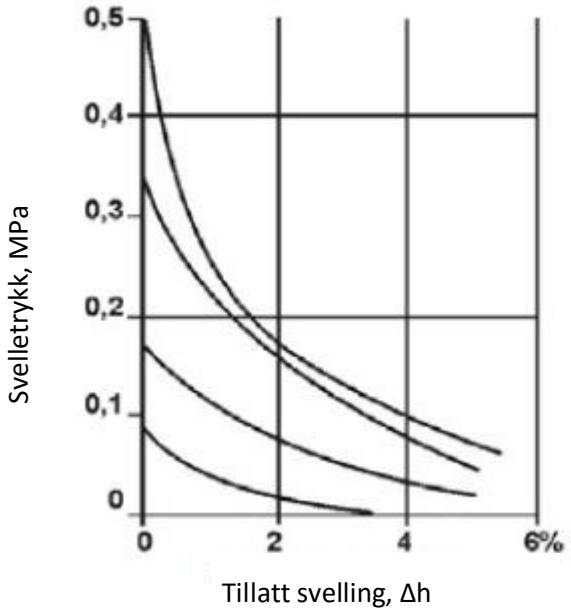


Figur 4-6: Trykk- og høydeutvikling ved preparering, avlastning og svelling ved ødometeranalyse (Nilsen og Broch, 2012)

Etter dette tas belastningen av, og prøven står to timer uten trykk. Som vist i Figur 4-6 holdes prøvehøyden konstant under resten av forsøket, mens det tilsettes destillert vann. Prøven vil absorbere dette og kunne svelle, mens det måles hvilket trykk som kreves for å holde prøvehøyden konstant. Prøven får stå å svelle til svelletrykket blir konstant, noe som gjerne tar rundt et døgn. Denne delen simulerer at sleppematerialet er støpt inn og har konstant volum (Nilsen og Broch, 2012).

Et interessant poeng som er oppdaget ved bruk av denne testen, som også vil være spennende in-situ er hvordan svelletrykket utvikler seg ved endring av høyden. Dette er vist i grafene i Figur 4-7, der målt svelletrykk er plottet mot høydeendring. Grafen viser at ved en høydeendring på rundt 5 % vil svelletrykket være redusert til moderat nivå. Dette viser at ved en liten volumutvidelse vil svelletrykket reduseres drastisk. Dette vil også kunne relateres til hvordan et svellende materiale vil utvikle seg i tunneler og bergrom; det er mulighet for

utvidelse og vil ikke oppstå like stort svelletrykk mot sikringskonstruksjonen (Nilsen og Broch, 2012).



Figur 4-7: Svelletrykk som funksjon av tillatt svelling (Nilsen og Broch, 2012).

Resultater

Fra ødometeranalysen måles trykket som oppstår ved konstant høyde på prøven. En enkel klassifisering mellom svellepotensial og svelletrykk er gitt av Nilsen og Broch (2012) og sier at materialet med svelletrykk under 0,15 MPa er inaktivt, mens materiale med svelletrykk over 0,30 MPa er aktivt. Norsk Bergmekanikk Gruppe (1985) har også gitt ut sin egen klassifikasjon og klassifiserer sleppematerialet etter verdiene gitt i Tabell 4-3:

Tabell 4-3: Definisjoner på aktiviteten til sleppematerialet ut fra svelletrykk gitt fra Norsk Bergmekanikk Gruppe (1985).

Svellepotensial	Ikke aktivt	Lite aktivt	Middels aktivt	Meget aktivt
Svelletrykk	< 0,10	0,10 – 0,30	0,30 – 0,75	> 0,75

Beregning av svelletrykk

I sin doktoravhandling kommer Rokoengen med et forslag til hvordan svelletrykket (P) kan beregnes:

$$P = k\,(P_s - P_i)$$

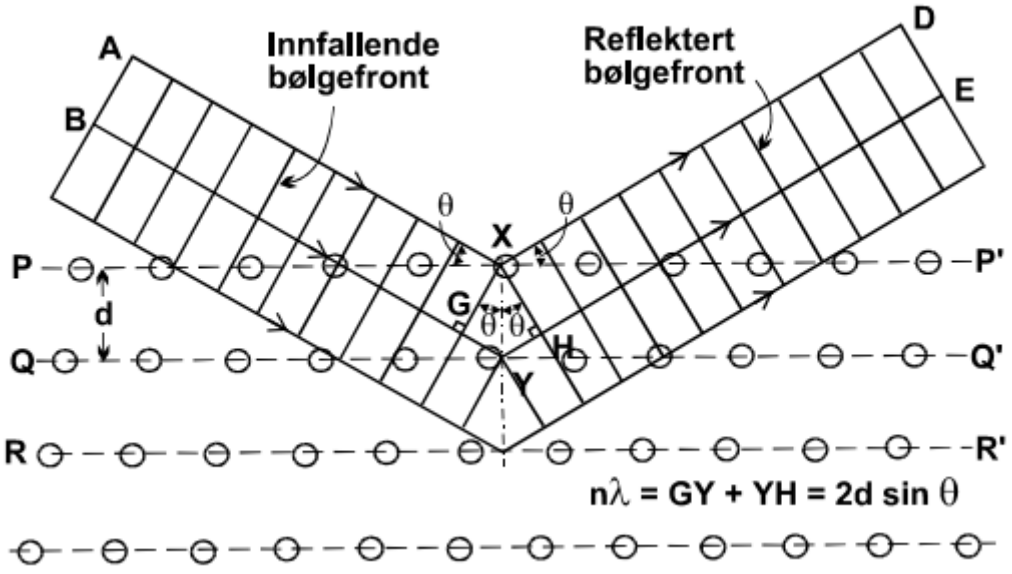
Svelletrykket er altså forenklet til å være avhengig av tre faktorer. Disse er; k som er en konstant som uttrykker strukturell ordning og orientering i leira, P_s som sier noe om de frastøtende kreftene i leira og P_i som er et uttrykk for de tiltrekkende kreftene. P_s vil øke med avtagende partikkelavstand og skal være mulig å beregne teoretisk ved å gjøre noen antagelser (Rokoengen, 1973).

4.4 Røntgendiffraksjonsanalyse (XRD-analyse)

XRD-analyse er en kvantitativ test som identifiserer hvilke mineraler som befinner seg i en prøve. Dette gjøres ved hjelp av registrering av interferens som oppstår ved refleksjon av røntgenstråler fra krystallgitteret i mineralet. I en gitt krystallstruktur vil den reflekterte strålen fra ulike plan reflektere når gangforskjellen er et helt antall bølgelengder. En illustrasjon av dette er vist i Figur 4-8. Dette oppfylles ved «Bragg-betingelsen»:

$$n\lambda = 2d * \sin\theta$$

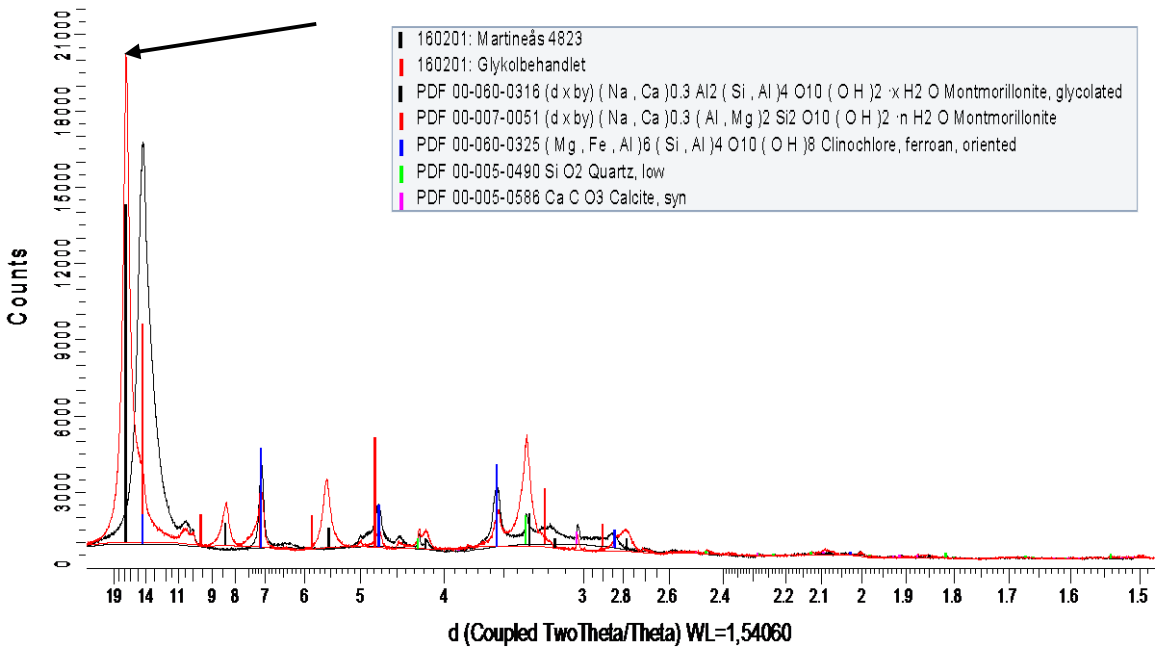
Bølgelengden ved λ og gitteravstanden d som er karakteristisk for de enkelte mineraler. Da n og λ er gitt og θ kan måles, er det mulig å beregne gitteravstanden. Denne kan sammenlignes med standardkurver, og dermed kan det bestemmes hvilke mineraler som er i prøven (Tijhuis, 2016).



Figur 4-8: Illustrasjon av hvordan røntgendiffraksjon opptrer (Nilsen, 2014).

Før man sender røntgenstråler gjennom prøven, må den prepareres ytterligere, og det skilles ut partikler som er mindre enn 6 μm. Ved analyse av hele prøven vil det være mer støy på grunn

av at det testes på mer av de ikke-svellende materialene. Når man kun tar de minste fraksjonene vil dermed de svellende materiale skille seg tydeligere ut hvis de finnes i prøven. Ved mye erosjon vil det også være problemer å få gode resultater, fordi mye av krystallstrukturen vil forsvinne ved erosjon, og mineralene vil bli amorfe (miste krystallstrukturen). Et resultatet fra en XRD analyse er vist i Figur 4-9, der den svarte grafen viser antall målinger gjort av forskjellige gitteravstander på ubehandlet prøve, mens den røde grafen viser det samme på en prøve som er glykolbehandlet (Tijhuis, 2016).



Figur 4-9: Illustrasjon av resultater fra XRD analyse.

En enkel måte å identifisere svellende mineraler på denne måten, og som skiller de fra andre sjiktmineraler er ved tilsetning av glyserol eller etylenglykol. Ved tilsetning av glykol vil for eksempel montmorillonitt øke repetisjonsavstanden til 17,7 Å (1,77 nm) og ved tilsetning av etylenglykol vil den øke til mellom 16,2 Å og 17,2 Å. I Figur 4-9 er det vist et resultat fra en XRD analyse der toppen for montmorillonitt med tilsatt glykol er pekt på. Ved oppvarming (gløding) til 300-400 ˚C vil strukturen kollapse og repetisjonsavstanden vil synke til rundt 10 Å (Tyssekvam, 1996).

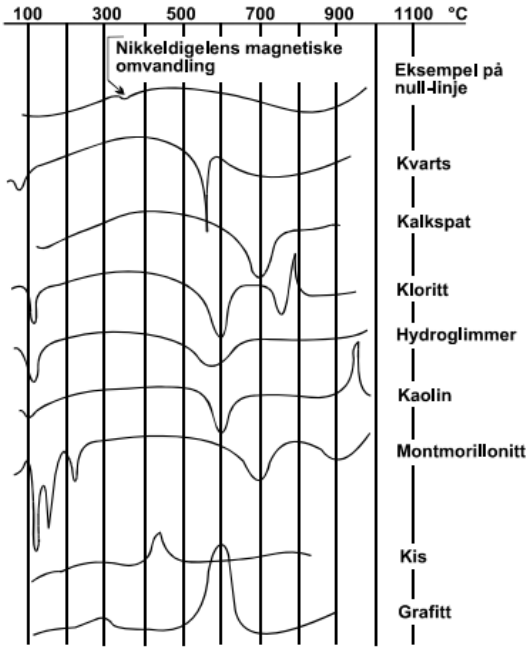
4.5 Andre metoder for identifisering av svelleleire

Blant de andre metodene som brukes er fargetest den enkleste. Denne kan enkelte skille de ulike mineralgruppene (kaolingruppen, montmorillonittgruppen, illittgruppen) ved hjelp av saltsyre og malakittgrønn blandet med vann. Ved blanding av disse løsningene vil det ved tørking oppstå forskjellig farger ettersom hvilke mineraler som opptrer:

- Montmorillonitt: Rødfarge (rødfiolett til rødorange)
- Kaolonitt: Blåfarge
- Ilitt eller negativ prøve: Grønn (Gulaktig til blåaktig grønn)

Det er vanlig å gjøre to separate prøver av denne testen for å verifisere resultatet (Statens Vegvesen, 2014).

En annen testmetode er differensialtermisk analyse (DTA-analyse), som er semi-kvantitativ. Denne metoden baserer seg på at reaksjoner frigir eller forbruker varme når mineraler varmes opp. Dette kommer av at krystallstrukturen forandres ved bestemte temperaturer. Det vil ved avdamping av vann kreves varme, mens det ved avbrenning av kull vil frigis varme. Disse varmetoningene kan registreres og vil kunne sammenlignes med utslag for kjente mineraler som vist i Figur 4-10 (Nilsen, 2014).



Figur 4-10: Utslag for forskjellige mineraler ved forskjellige temperaturer (Nilsen, 2014).

Det er kjent at ved tilsetning av vann vil en leire bli mer plastisk og flytende, og det er derfor gjort studier på om det finnes en sammenheng mellom flytegrense/krypeindeks og svelleegenskaper. Rokoengen (1973) skriver om dette i sin doktoravhandling. Flytegrense er grensen mellom flytende og plastisk tilstand og kan bestemmes ved Casagrandes flytegrenseapparat. Denne testprosedyren er for øvrig tidkrevende og vil kun gi indirekte resultater. For å forenkle testprosedyren brukes ofte plastisitetsindeks, som har god lineær

sammenheng med flytegrensen. For å klassifisere prøvematerialet er det gjort to studier som gir relativt like sammenhenger mellom plastisitetsindeks og svelling:

Tabell 4-4: Sammenheng mellom plastisitetsindeks og svellepotensiale etter studier av Seed et al. (1962) og Holtz og Gibbs (1956).

Svelling	Veldig høy	Høy	Medium	Lav
Holtz og Gibbs (1956)	> 32	45-23	34-12	< 12
Seed et al. (1962)	> 35	55-20	35-10	0-15

For å se nærmere på dette gjorde også Rokoengen (1973) en analyse der han så på sammenheng mellom plastisitetsindeks, andel av prøven som var mindre enn 20 µm og innhold av montmorillonitt. Det viste seg at det var god korrelasjon mellom disse, noe som vil si at høyt innhold av materiale under 20 µm og/eller mye montmorillonitt gir høy plastisitetsindeks.

4.6 Usikkerheter ved laboratorieundersøkelsene

Testene som er beskrevet er kun indekstester, noe som vil si at resultatet brukes til å sette prøven i en kategori ut fra hvor mye svelling man kan forvente. Resultatene man får er derfor ikke representative for resultatene som vil oppstå in-situ. Det finnes flere grunner til det, men hovedgrunnene er (Nilsen et al., 2011):

- Laboratorietestene utføres på en liten del av sonen, og kun en liten del av dette igjen blir testet i laboratoriet (ofte 20 g).
- De fraksjonene som blir brukt til testen er den mest aktive delen av svellematerialet.
- Leirens in-situ kompaksjon og struktur vil bli skadet ved prøvetaking og preparasjon.

Rokoengen (1973) skriver blant annet om forskjellige typer komprimering, som vil gi forskjellig utslag på prøveresultatene:

- Statisk komprimering med konstant last. Vil gi en stor andel av partiklene horisontal orientering.
- Dynamisk komprimering med belasting ved slag over stor areal. Vil gi en stor andel av partiklene horisontal orientering.
- Dynamisk komprimering med belasting ved slag over et lite areal. Vil sørge for at noen av partiklene er horisontale, mens andre er vertikale.

Da svelling foregår vinkelrett på flatene, vil parallelle partikler med horisontal lagning gi den største svellingen. Rokoengen skriver også om forskjellige forsøk som er gjort ved forskjellig

tid fra preparering og til forsøk utføres. Det viser seg at svelletrykket blir betydelig redusert jo lenger tid det tar før prøven utføres. Blant annet ble det utført forsøk der prøvene sto tre døgn etter preparering før testene ble utført. Her ble reduksjonen på svelling rundt 50%.

I litteraturoppgaven av undertegnede er det også sett på hovedoppgaven til Ingvar Ove Tyssekvam, som gjorde et forsøk med å se på variasjonen av prøver tatt ved samme lokasjon. Resultatene viser at ved fri svelling-analysene er det veldig lite avvik mellom resultatene fra samme lokasjon, mens det ved ødometeranalyse var større forskjeller. Tyssekvam gjorde også analyser med en ny apparatur kalt Apparat for Svelletrykksmåling av Leirmateriale (ASL) der det ble brukt større upreparerte prøver. Resultatene herfra ble sammenlignet med preparerte prøver testet i ødometerapparat, men resultatene fra de forskjellige apparaturene hadde liten korrelasjon (Tyssekvam, 1996).

5 Resultater fra laboratorieundersøkelser

Alle prøvene er testet i laboratoriet til NTNU/SINTEF i Trondheim. De fleste er testet av undertegnede, men noen er også sendt inn i forbindelse med prosjektet de er tatt fra og testet av ansatte ved laboratoriet.

Fra litteraturstudiet som er gjort tidligere viste resultatene at det var større usikkerheter i resultatene fra ødometeranalyse enn det var fra resultatene fra fri svelling. Det var for øvrig ikke nok prøvemateriale til å utføre begge tester på alle prøvene. Da ødometeranalyse er mest relevant i forbindelse med dimensjonering av sikring, ble det prioritert å bruke prøvematerialet på denne analysen først.

5.1 Kommentarer til prøveprosedyren til de ulike prøvene

Det er vanskelig å få tatt prøver fra svelleleire soner selv da prøvene må tas rett etter sprengning, før fjellet sprøytes inn. De fleste prøvene er derfor hentet inn av ingeniørgeologer som jobber for byggherren (Statens Vegvesen og Jernbaneverket) på anlegget. Det er noe varierende hvor gode beskrivelsene av sleppesonene og prøvelokasjonene er. Ved Rv. 13 Ryfast ble det for øvrig gitt en omvisning på prosjektet og en av sonene med leire var tilgjengelige for prøvetagning.

Rv 13. Ryfast

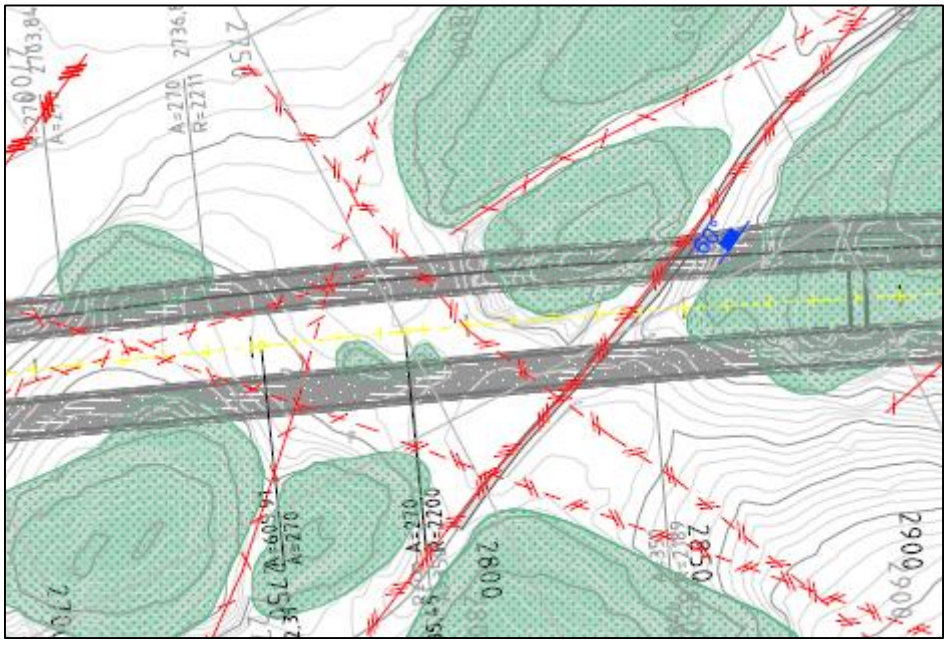
Ved driving av Ryfast var det forventet at tunnelene ville bli drevet i fyllitt og gneis. Et stykke ut i drivingen viste det seg at det var større forekomster av fyllitt enn forventet. Da denne ikke inneholder svellende mineraler, ble det vanskelig å få gode prøver til bruk i oppgaven. Det ble foretatt en befaring av anlegget onsdag 27.04.16 og torsdag 28.04.16 der flere av tunnelene ble besøkt av undertegnede, delprosjektleder Anne-Merete Gilje og geologer i de forskjellige tunnelene på anlegget. Det ble da funnet en sone som var glatt og leirete og med lyse innslag i Solbakktunnelen. Denne sonen lå i fyllitten, men var opp mot grensa til gneisen, og det ble derfor tatt to prøver fra denne sonen i håp at den kunne inneholde noe svellende materiale: Én i vegg på nordgående løp og én i vegg på sørgående løp. Bilde av prøvetatte områder er vist i Figur 5-1.

Figur 5-1: Bilder tatt fra mulig svellende sone ved Rv. 13 – Ryfasttunnelen. Bilde til venstre er fra det det fra sørgående løp, og bildet til høyre fra det nordgående løp der leirsonen har «gravd» seg inn i veggen.

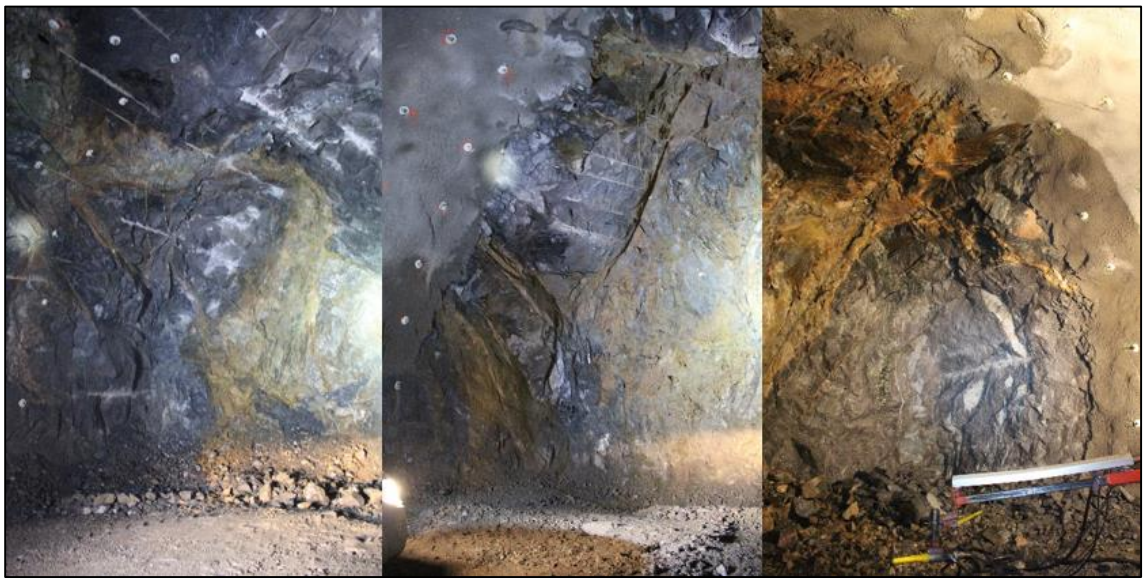
I motsetningen til de andre prøvene, som var brune, var denne prøven veldig mørk i fargen. Dette kommer sannsynligvis av at berget rundt var fyllitt, med stort innhold av grafitt. I sørgende løp var berget oppsmuldret, og det var veldig lett å grave ut en prøve. I det nordgående var det større fragmenter og ikke like mye leire.

E18 Bommestad – Sky, Larviktunnelen

Fra E18 Bommestad – Sky er det tatt to prøveserier med tre prøver i hver av seriene. Den ene prøveserien er tatt i sørgående løp i Larvikstunnelen fra tre påfølgende salver med pel 2795, pel 2800 og pel 2805. Et kart med mulige svakhetssoner i området er vist i Figur 5-2.



Figur 5-2: Oversikt over svakhetssoner i prøvetatt område i Larvikstunnelen (Høien, 2016).

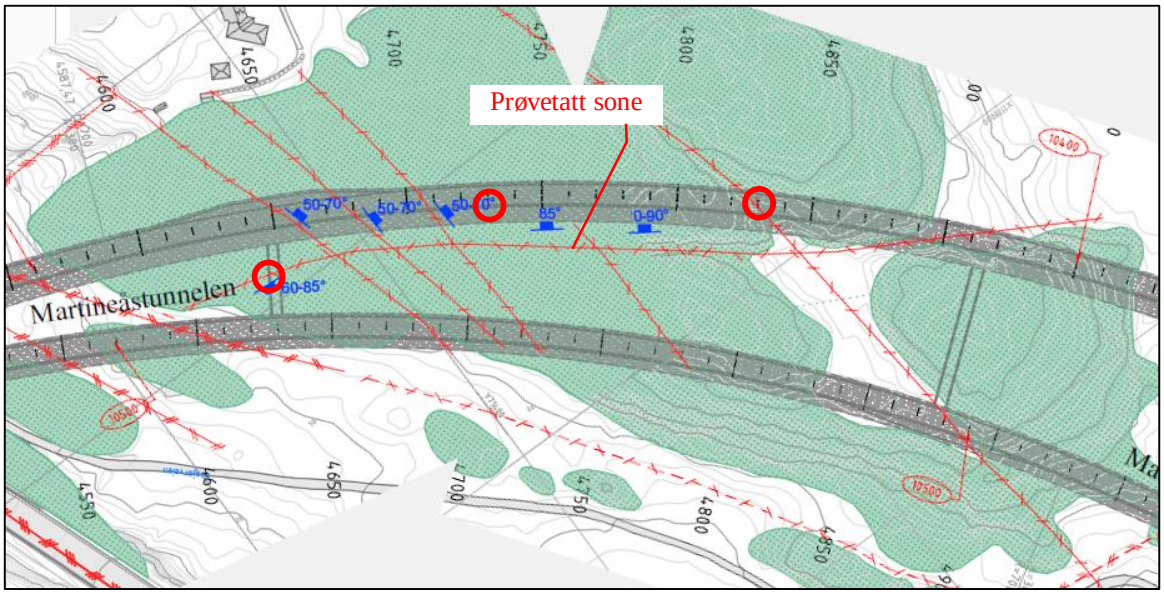


Figur 5-3: Bilder fra pel 2795, pel 2800 og pel 2805 som viser sonen det er tatt prøver fra (Høien, 2016).

Prøvene herfra ble samlet inn av ingeniørgeologer som jobbet på anlegget, og det ble sendt rikelig med prøvemateriale. Preparering og testing er gjort av undertegnede på laboratoriet til SINTEF/IGB i Trondheim. Det var for øvrig kun nok finstoff til å teste fri svelling fra en av lokasjonene, og det ble valgt å se bort fra testing av fri svelling for alle prøvelokasjonene ved denne tunnelen.

E18 Bommestad – Sky, Martineåstunnelen

Den andre prøveserien er tatt fra Martineåstunnelen og prøvene er spredt på rundt 175 meter i en lang sleppesone. Denne sonen krysser det nordgående løpet, men finnes også igjen i en tverrforbindelse i nærheten. Tunneltrassen med inntegnede prøvelokaliteter er vist i Figur 5-4 Tverrforbindelsen ligger på pel 4650, mens de to andre prøvene er tatt på pel 4725 og pel 4823. Bilder av områdene prøvene er tatt i er vist i Figur 5-5.



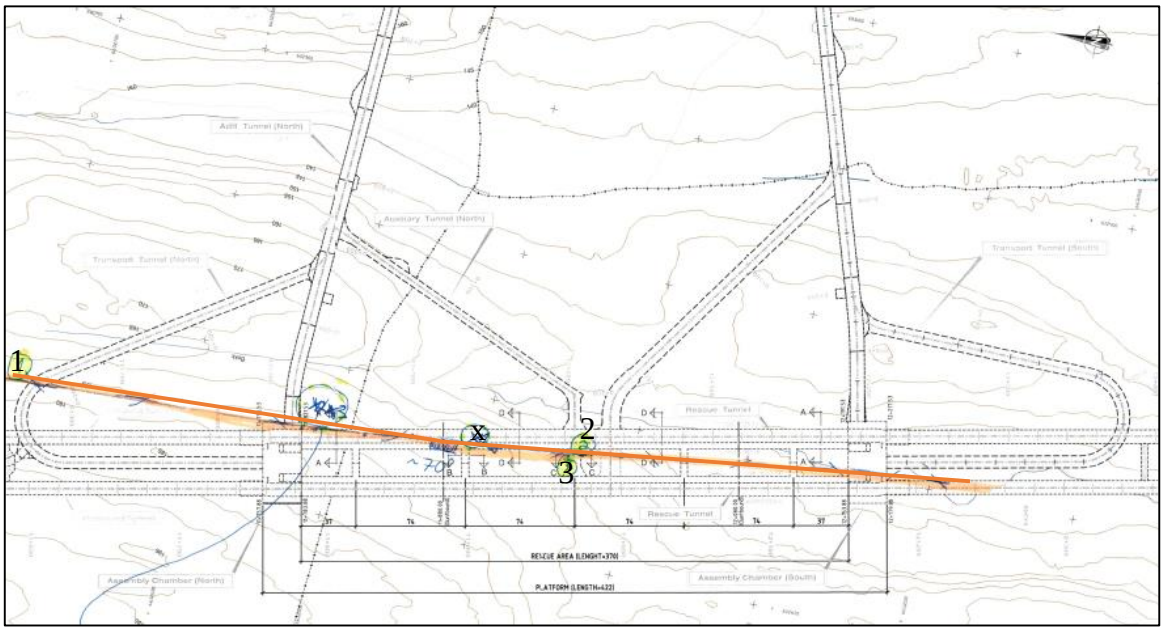
Figur 5-4: Bilde som viser hvordan tunneltraseen går med inntegnede svakhetssoner kartlagt fra overflaten. Prøvetatt sone og prøvelokasjoner er også markert (Høien, 2016).

Figur 5-5: Bilde av sonene fra tverrsalget ved pel 4650, og bilder fra sonene ved pel 4725 og pel 2823(Høien, 2016).

Fra tidligere er det også utført en prøve fra pel 4792, men det er ikke kjent hvem som har tatt denne. De tre andre prøvene som er brukt i oppgaven er tatt av ingeniørgeologer som har jobbet på anlegget, og testene er utført av undertegnede ved laboratoriet til SINTEF/IGB i Trondheim.

Follobanen, Åsland riggområde

I den ene adkomsttunnelen ble det oppdaget en lang sone med leire med mulig svellepotensial. Denne går gjennom adkomsttunnelen, gjennom hallen i nord og gjennom en redningsstasjon som vist i Figur 5-6. Sonen er på flere hunder meter og har retning nord-sør. Fra denne er det tatt ut fire prøver, der prøve 2 og 3 er tatt fra nesten samme lokasjon, prøve x er tatt rundt 100 meter fra dette, mens prøve 1 er tatt helt nord i den nordlige transporttunnelen rundt 200-300 videre fra prøve x.



Figur 5-6: Oversiktstegning over område ved Åsland riggområde. Svelleleiresone er tegnet med oransje, og prøvelokaliteter er markert med nummer og x (Gammelsæter, 2016).

Sonen har varierende bredde, og er mellom 5 og 10 meter bred. En del av sonen er avbildet i Figur 5-7 og viser den mulige svelleleira ved siden av et innsprøytet område.

Figur 5-7: Bilde av mulig svelleleiresone fra Åsland riggområde (Gammelsæter, 2016).

Testene som er utført på prøvene fra denne tunnelen er ikke utført av undertegnede, men ble sent inn av ingeniørgeologer fra Jernbaneverket, og analysene er utført av SINTEF ved Joakim Eggen og Niklas Haugen. Disse prøvene ble tatt før denne oppgaven ble påbegynt, og testene ble startet 25. november 2015 og 21. desember 2015 og var ferdig utført 2. desember 2015 og 6. januar 2016. Resultatene ble brukt til å kartlegge svelleegenskaper i området og er videre brukt i denne oppgaven for å se på endringer i egenskaper over sonen.

Alto Maipo, Chile

Disse prøvene er det lite informasjon om hvordan de er innhentet. Mest sannsynlig er de innhentet av geologer som jobbet på prosjektet under driving av tunnelen. Det finnes heller ikke informasjon om prøvene er hakket løs eller er rester fra sprengstein. Ved omvisningen på prosjektet ble det gjort en demonstrasjon av en tuff som ble senket ned i et glass med vann. Denne gikk raskt i oppløsning og ble pulverisert. Det ble derfor testet på prøvene som er brukt i oppgaven om disse også lot seg dispergere, men det viste seg at det kun var en av disse som var mulig å løse opp.

Prøvene måtte derfor knuses på annen måte. Det ble først prøvd å knuse prøvene i en morter sammen med litt vann. Det viste seg at de var for harde til å la seg knuse på denne måten. Etter diskusjoner og søking etter litteratur ble det funnet en tekst som omhandler en prosedyre for testing av vulkanske bergarter som kan ha svellepotensiale. Denne metoden ble fulgt og er beskrevet i kapitel 4.1 som omhandler preparering av prøver.

De fire prøvene som er tatt er merket av i Figur 3-6, mens pelnummer for de forskjellige prøvene er vist i Tabell 5-1.

Tabell 5-1: Prøvenummer og tilsvarende pelnummer for prøver tatt fra Alto Maipo.

Prøvenummer	Pelnummer
1	2073
2	3057
3	3107
4	3240

Prøve 1 er tatt nesten én kilometer fra de andre prøvene. Mellom de tre andre prøvene er det totalt 183 meter, og de ligger relativt mye nærmere hverandre. Det som gjør at alle disse prøvene likevel er interessante, er at de alle ligger i samme bergart og i tilnærmet samme lag. Det er interessant å se om det er variasjon i egenskapene, og eventuelt hvor store variasjoner.

5.2 Resultater

Testing av prøvene som er utført av undertegnede er gjort fra februar til mai 2016, med veiledning fra overingeniørene Gunnar Vistnes og Laurentius Tijhuis.

5.2.1 Rv. 13 Ryfast, Solbakktunnelen.

Fra Ryfasttunnelen ble det tatt to prøver av undertegnede den 28. april 2016. Disse ble begge tatt ut ved pel 9450 i en tversgående sone, men i forskjellige løp.

Sørgående løp

I laboratoriet ble det først foretatt en preparering av prøven fra den sørgående tunnelen for å skille partikler over og under 20 µm. Vekten for tørket materiale under 20 µm kan leses av i Tabell 5-2:

Tabell 5-2: Materiale <20 µm fra pel 9450 i sørgående løp.

Skålnummer	Vekt masse og skål	Vekt skål	Vekt masse
1	1384,7	1269,4	115,3
2	1436,0	1367,8	68,2
Totalt	2820,7	2637,2	**183,5**

Materiale større enn 20 µm ble også tørket og veiet opp, og vekten kan leses av i Tabell 5-3:

Tabell 5-3: Materiale >20 µm fra pel 9450 i sørgående løp.

Skålnummer	Vekt masse og skål	Vekt skål	Vekt masse
Totalt	3602,7	1370,5	**2232,2**

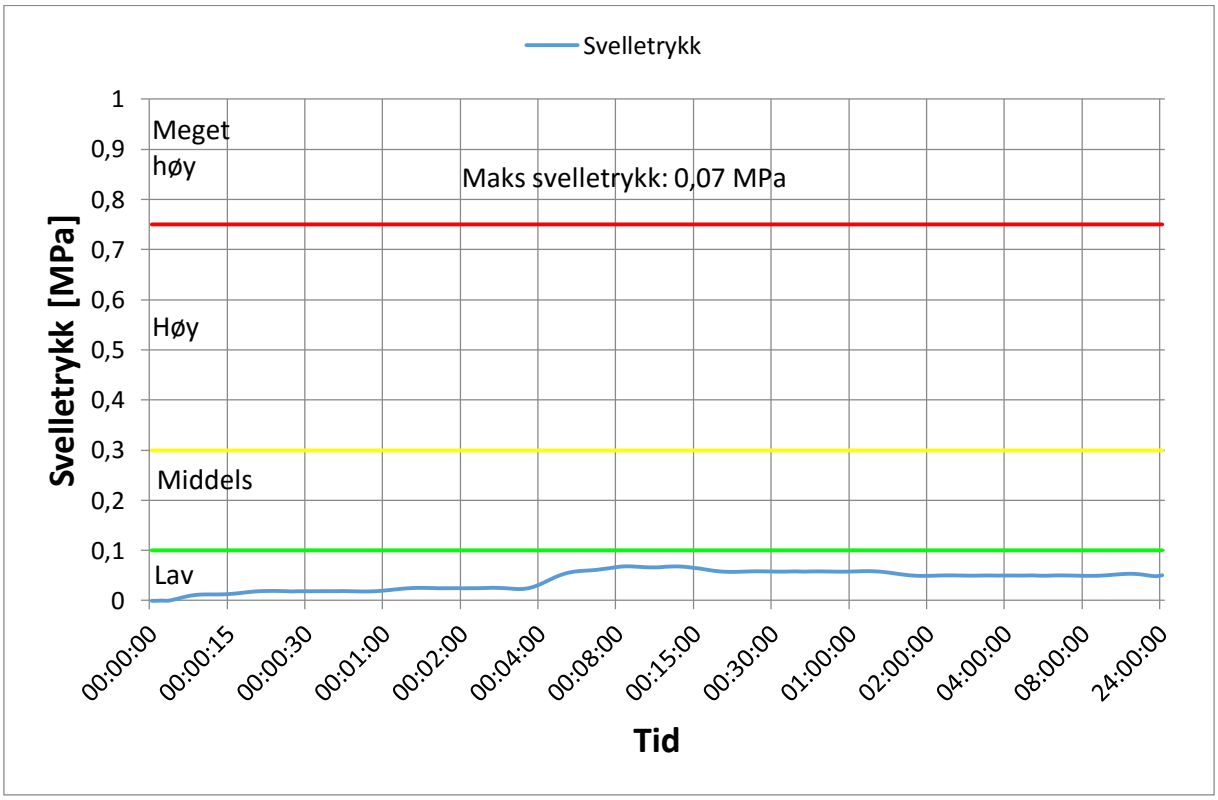
Materiale som er < 20 µm fra den sørgående tunnelen kan da beregnes:

$$\frac{183{,}5}{183{,}5 + 2232{,}2} = \mathbf{7{,}6}\ \%$$

Det ble målt fri svelling fra prøvematerialet, og resultatene viste en fri svelling på:

$$\frac{10}{10} * 100\ \% = \mathbf{100}\%$$

Fra prøven ble det også utført ødometeranalyse der det ble målt et maksimalt svelletrykk på 0,07 MPa. Hele utviklingen av svelletrykket er vist i Figur 5-8:



Figur 5-8: Utviklingen av svelletrykk i Ryfasttunnelen, pel 9450, sørgående løp.

Det ble utført XRD-analyse der det ble funnet svellende materialer tilhørende smektitt-gruppen. Fullstendig resultater fra XRD-analysen med alle mineraler som er funnet er lagt ved i vedlegg B.

Nordgående løp

Prøven fra det nordlige løpet ble preparert og vekten av massene mindre enn 20 µm finnes i Tabell 5-4.

Tabell 5-4: Materiale <20 µm fra pel 9450 i nordgående løp.

Skålnummer	Vekt masse og skål	Vekt skål	Vekt masse
1	1395,0	1339,0	56,0
2	1517,2	1370,8	146,4
Totalt	2912,2	2709,8	**202,4**

Materialet større enn 20 µm ble tørket og veiet, og vekten kan leses av i Tabell 5-5.

Tabell 5-5: Materiale >20 µm fra pel 9450 i nordgående løp.

Skålnummer	Vekt masse og skål	Vekt skål	Vekt masse
Totalt	3997,8	1391,2	**2606,6**

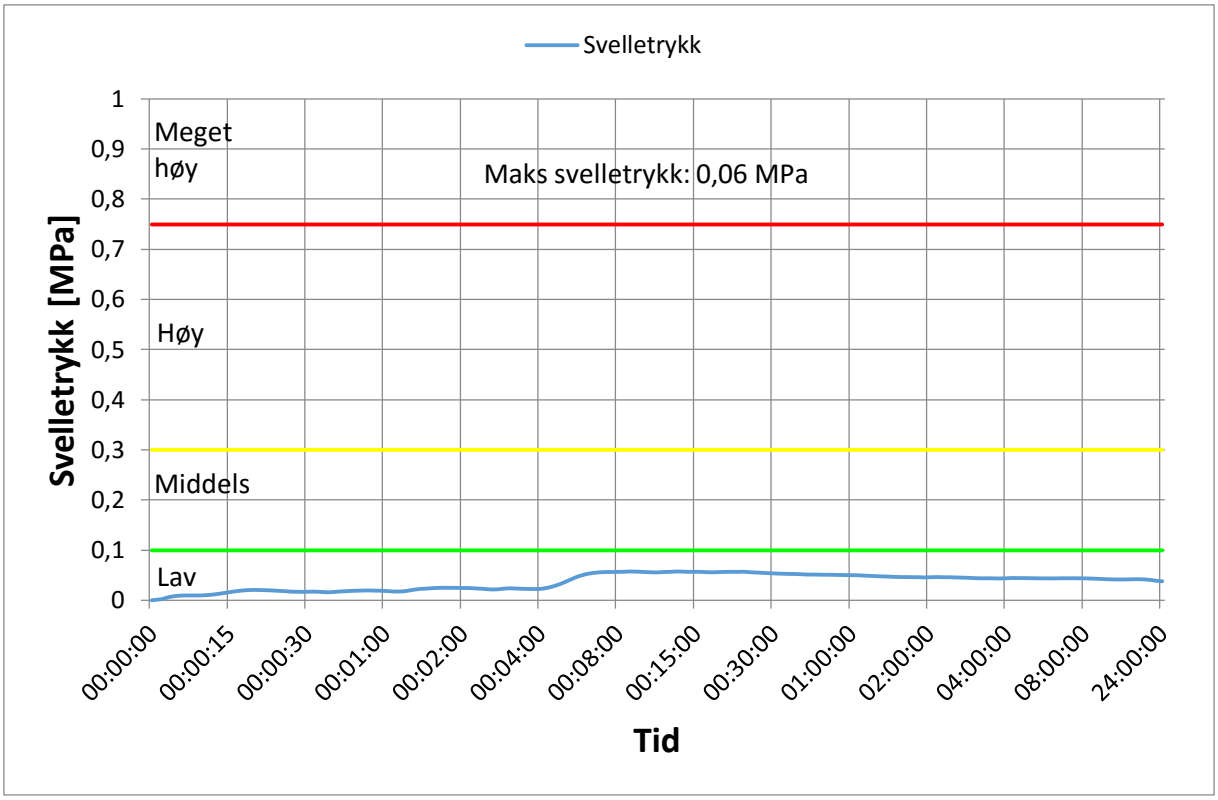
Materiale som er < 20 µm fra den nordgående tunnelen kan da beregnes:

$$\frac{202{,}4}{202{,}4 + 2606{,}6} = \mathbf{7{,}2}\ \%$$

Det ble utført test av fri svelling, og avlest 9 ml med materiale i løsningen. Dette gir en fri svelling på:

$$\frac{9}{10} * 100\ \% = \mathbf{90}\%$$

Videre ble det utført ødometeranalyse for prøven som ga maksimalt svelletrykk på 0,06 MPa. Utviklingen av svelletrykk er vist i Figur 5-9.



Figur 5-9: Utviklingen av svelletrykk i Ryfasttunnelen, pel 9450, nordgående løp.

Det ble utført XRD-analyse der det ble funnet svellende materialer tilhørende smektitt-gruppen. Fullstendig resultater fra XRD-analysen med alle mineraler som er funnet finnes i vedlegg B.

Samlede resultater

De samlede resultatene fra Ryfasttunnelen er vist i Tabell 5-6.

Tabell 5-6: Samlede resultater fra Rv.13 Ryfast, Solbakktunnelen.

Pel	Materiale < 20 µm, %	Fri svelling, %	Svelletrykk, MPa
9450 – sør	7,6	100%	0,07
9450 – nord	7,2	90%	0,06

*sør og nord henviser til sørgående og nordgående løp

Her er begge prøvene i kategorien for ikke aktive prøver.

5.2.2 E18 Bommestad – Sky, Larvikstunnelen

Fra Larvikstunnelen ble det tatt tre prøver fra forskjellige pelnummer i den sørgående tunnelen.

Pel 2795

Den første av disse ble tatt ved pel 2795 i venstre vegg, og resultatene som ble målt i laboratoriet er gjengitt under. Først er resultatene fra materialet mindre enn 20 µm vist i Tabell 5-7.

Tabell 5-7: Materiale <20 µm fra pel 2795 i Larvikstunnelen

Skålnummer	Vekt masse og skål	Vekt skål	Vekt masse
1	1406,4	1369,8	36,6
2	1398,0	1370,3	27,7
Totalt	2804,4	2740,1	**64,3**

Det ble også målt vekt for fraksjonene som er større enn 20 µm, og resultatene er vist i Tabell 5-8.

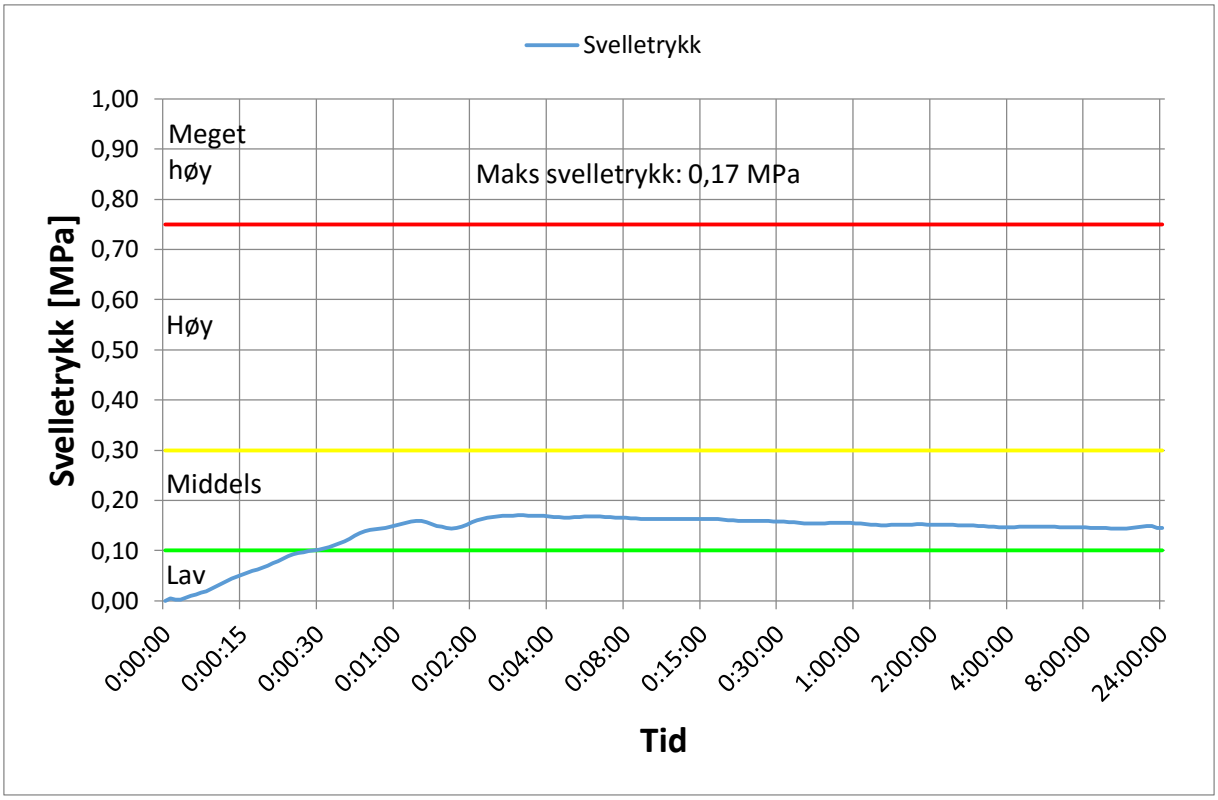
Tabell 5-8: Materiale >20 µm fra pel 2795 i Larvikstunnelen

Skålnummer	Vekt masse og skål	Vekt skål	Vekt masse
Totalt	5068	1367,7	**3700,3**

Materiale som er < 20 µm kan da beregnes:

$$\frac{64{,}3}{64{,}3 + 3700{,}3} = \mathbf{1{,}7}\ \%$$

Fra ødometertest ble det gjort registreringer av hvilke svelletrykk som kreves for å holde volumet konstant, og dette er vist i Figur 5-10. Maksimumsverdien som ble målt var på 0,17 MPa, og kom allerede etter to minutter.



Figur 5-10: Utviklingen av svelletrykk i Larvikstunnelen, pel 2795.

Det ble utført XRD-analyse der det ble funnet svellende materialer tilhørende smektitt-gruppen. Fullstendig resultater fra XRD-analysen med alle mineraler som er funnet finnes i vedlegg B.

Pel 2800

Neste prøve ble tatt fra stuff ved pel 2800, og resultatene som ble målt er gjengitt under. Vekten av materialet mindre enn 20 µm som er vist i Tabell 5-9.

Tabell 5-9: Materiale <20 µm fra pel 2800 i Larvikstunnelen

Skålnummer	Vekt masse og skål	Vekt skål	Vekt masse
1	1336,4	1331,2	5,2
2	1396,2	1391,2	5,0
3	1349,3	1340,8	8,5
Totalt	4081,9	4063,2	**18,7**

Vekten av materialet som er mindre enn 20 µm er vist i Tabell 5-10.

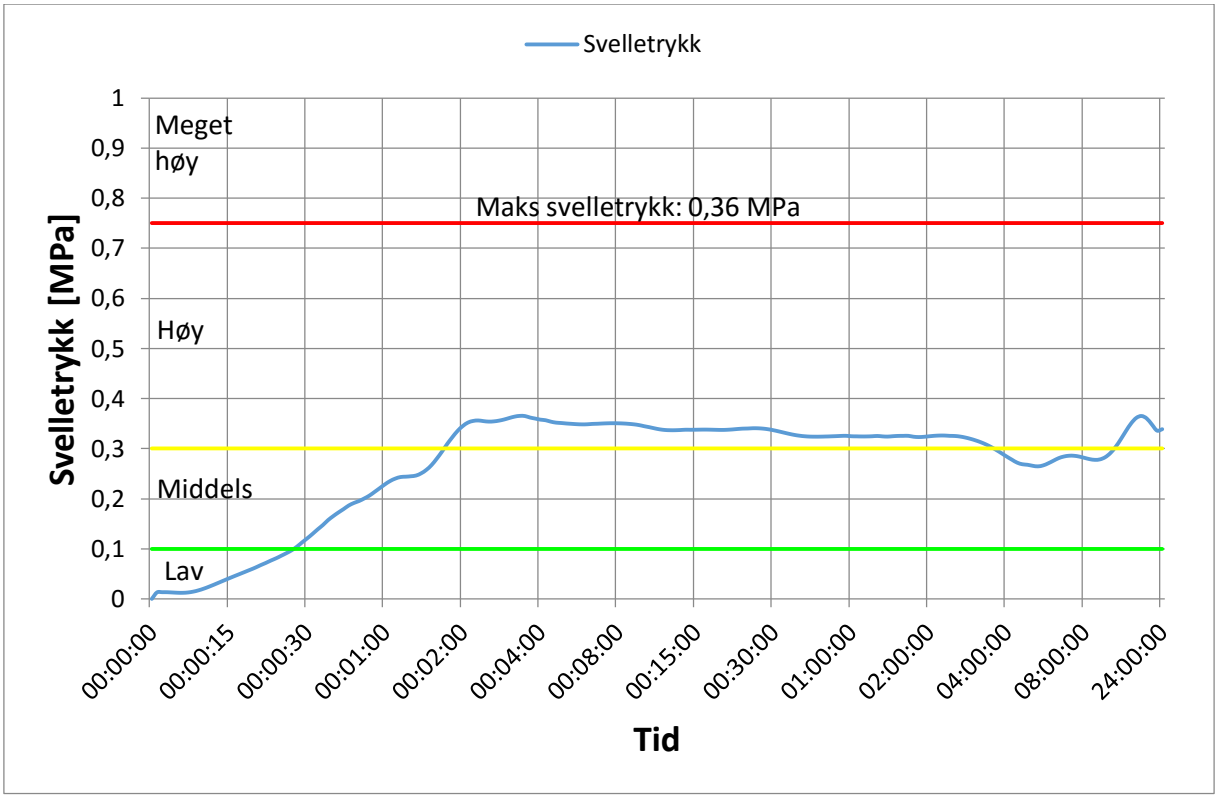
Tabell 5-10: Materiale >20 µm fra pel 2800 i Larvikstunnelen

Skålnummer	Vekt masse og skål	Vekt skål	Vekt masse
Totalt	4282,5	1369,7	**2912,8**

Materiale som er < 20 µm kan da beregnes:

$$\frac{18{,}7}{18{,}7 + 2912{,}8} = \mathbf{0{,}6}\ \%$$

Fra øometertest ble maks svelletrykk målt til 0,36 MPa, og kurven med svelletrykket som trengs for å holde prøvehøyden konstant er vist i Figur 5-11.



Figur 5-11: Utviklingen av svelletrykk i Larvikstunnelen, pel 2800.

Det ble utført XRD-analyse der det ble funnet svellende materialer tilhørende smektitt-gruppen. Fullstendig resultater fra XRD-analysen med alle mineraler som er funnet er lagt ved i vedlegg B.

Pel 2805

Den siste prøven i Larvikstunnelen ble tatt på stuff ved pel 2805, og egenskaper målt i laboratoriet er gjengitt under. I Tabell 5-11 er vekten for materialet under 20 µm regnet ut.

Tabell 5-11: Materiale <20 µm fra pel 2805 i Larvikstunnelen

Skålnummer	Vekt masse og skål	Vekt skål	Vekt masse
1	1341,3	1338,9	2,4
2	1371,7	1370,2	1,5
Totalt	2713,0	2709,1	**3,9**

Videre er det i Tabell 5-12 regnet ut vekten for materiale større enn 20 µm.

Tabell 5-12: Materiale >20 µm fra pel 2805 i Larvikstunnelen

Skålnummer	Vekt masse og skål	Vekt skål	Vekt masse
Totalt	4745	1368,9	**3376,1**

Materiale som er < 20 µm kan da beregnes:

$$\frac{3{,}9}{3{,}9 + 3376{,}1} = \mathbf{0{,}1}\ \%$$

Det ble utført XRD-analyse der det ble funnet svellende materialer tilhørende smektitt-gruppen. Fullstendig resultater fra XRD-analysen med alle mineraler som er funnet er lagt ved som vedlegg B.

Samlede resultater

Fra Larvikstunnelen er resultatene på de tre prøvene som er analysert i laboratoriet vist i Tabell 5-13.

Tabell 5-13: Samlede resultater fra E18 Bommestad – Sky, Larvikstunnelen.

Pel	Materiale < 20 µm, %	Fri svelling, %	Svelletrykk, MPa
2795	1,7	Valgt å ikke teste*	0,17
2800	0,6	For lite finstoff	0,36
2805	0,1	For lite finstoff	For lite finstoff

*Da det var for lite finstoff i prøven fra pel 2795 ble det prioritert å teste svelletrykk først

Det vil si at prøven fra pel 2795 havner i kategorien for lite aktive materialer, mens prøven fra pel 2800 er i kategorien for middels aktive.

5.2.3 E18 Bommestad – Sky, Martineåstunnelen

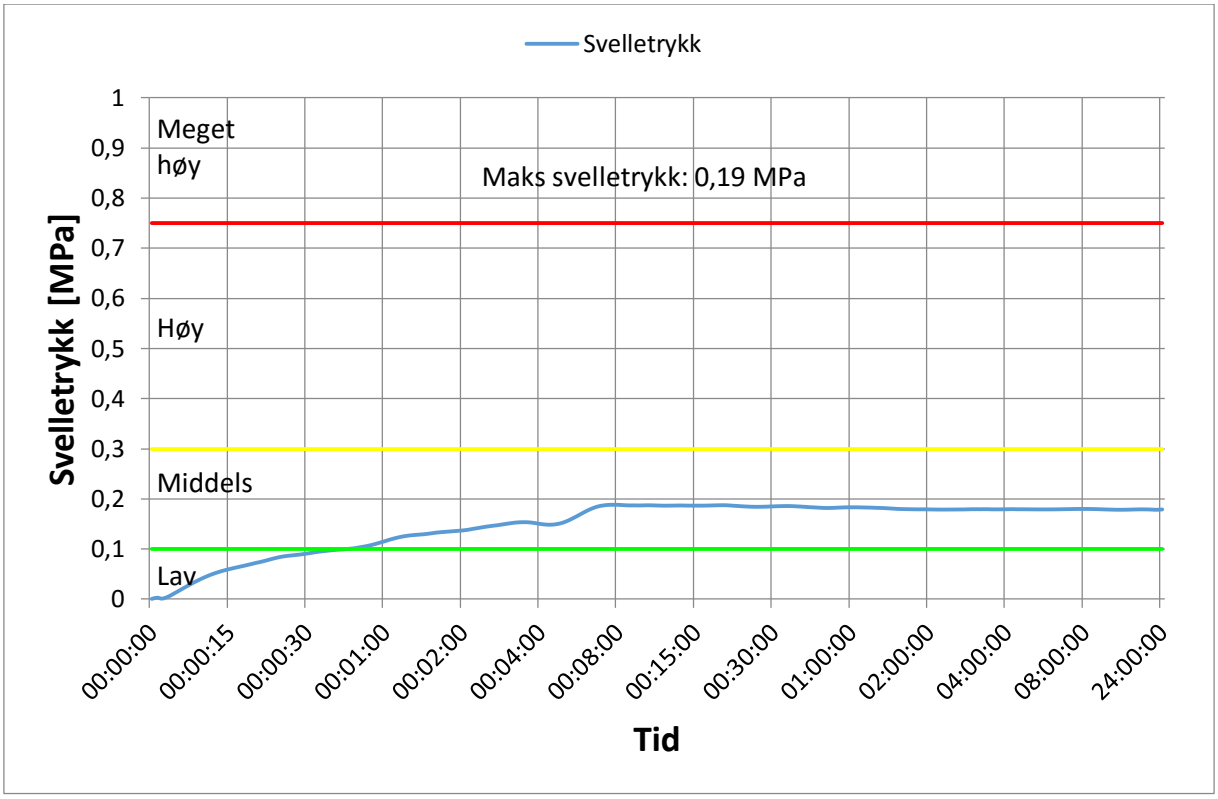
I Martineåstunnelen fra E18 Bommestad – Sky ble det av vegvesenet tatt tre prøver i samme sleppesone som det er gjort tester på.

Pel 4650

Den første av disse er tatt ved et tverrslag ved pel 4650. Det ble foretatt måling av fri svelling, der prøven svellet til 150 % av opprinnelig størrelse:

$$\frac{15}{10} * 100\ \% = \mathbf{150}\%$$

Ødometertrykk ble målt til 0,19 MPa, og utviklingen av ødometertrykket er vist i Figur 5-12.

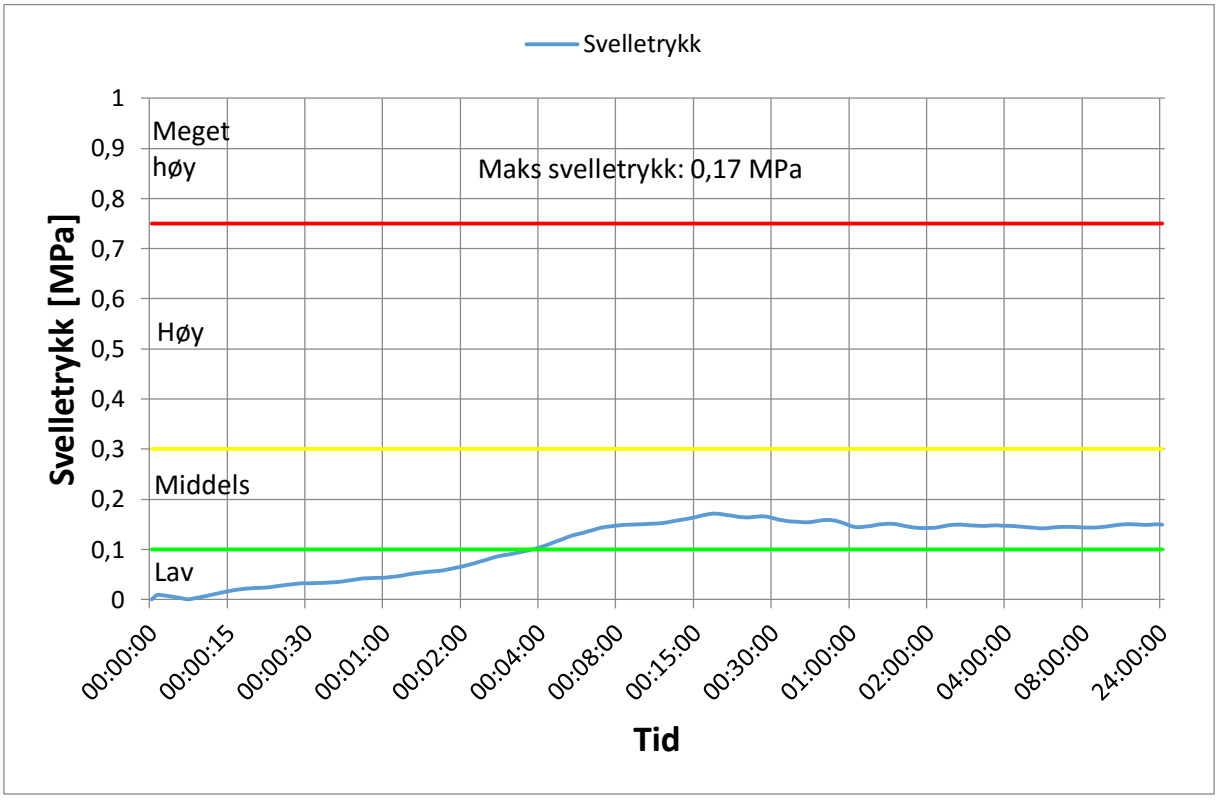


Figur 5-12: Utviklingen av svelletrykk i Martineåstunnelen, pel 4650 ved tverrslag.

Det ble utført XRD-analyse der det ble funnet svellende materialer tilhørende smektitt-gruppen. Fullstendig resultater fra XRD-analysen med alle mineraler som er funnet er lagt ved i vedlegg B.

Pel 4725

Den neste prøven fra Martineåstunnelen ble tatt ved pel 4725. Her ble det målt et maksimalt svelletrykk på 0,17 MPa ved ødometeranalyse. Hele kurven med svelletrykk er vist i Figur 5-13.



Figur 5-13: Utviklingen av svelletrykk i Martineåstunnelen, pel 4725.

Det ble utført XRD-analyse der det ble funnet svellende materialer tilhørende smektitt-gruppen. Fullstendig resultater fra XRD-analysen med alle mineraler som er funnet finnes i vedlegg B.

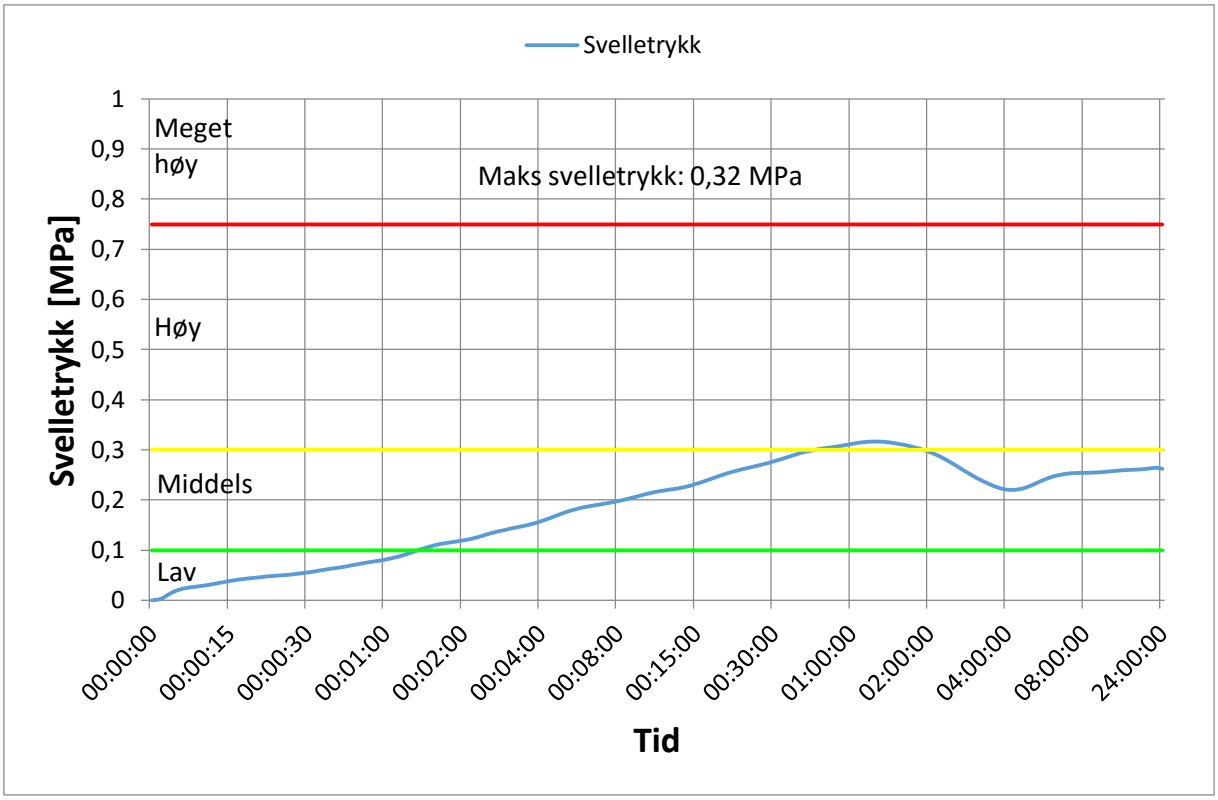
Pel 4823

Den siste prøven i Martineåstunnelen ble tatt ved pel 4823. Her ble det utført både fri svelling og ødometeranalyse.

Ved testing av fri svelling ble det målt et V_1 på 23,5 ml. Det gir følgende fri svelling:

$$\frac{23{,}5}{10} * 100\ \% = \mathbf{235}\%$$

Svelletrykk på denne prøven ble målt til 0,32 MPa, og utviklingen av svelletrykk er vist i Figur 5-14.



Figur 5-14: Utviklingen av svelletrykk i Martineåstunnelen, pel 4823.

Det ble utført XRD-analyse der det ble funnet svellende materialer tilhørende smektitt-gruppen. Fullstendig resultater fra XRD-analysen med alle mineraler som er funnet er tatt inn i vedlegg B.

Samlede resultater

Fra Martineåstunnelen ble det ikke gjort målinger av andelen partikler mindre enn 20 µm. Resultatene på de egenskapene som ble analysert i laboratoriet er vist i Tabell 5-14.

Tabell 5-14: Samlede resultater fra E18 Bommestad – Sky, Martineåstunnelen.

Pel	Materiale < 20 µm, %	Fri svelling, %	Svelletrykk, MPa
4650 (Tverrslag)	Ikke gjort måling*	150	0,19
4725	Ikke gjort måling*	Ikke nok finstoff	0,17
4823	Ikke gjort måling*	235	0,32

*Dette var den første prøven som ble preparert og det ble glemt å veie materialet som var større enn 20 µm. Utregning av hvor mye som er mindre enn 20 µm er derfor ikke mulig.

Det vil si at prøven fra pel 4650 havner i kategorien for middels svellepotensiale og prøven fra pel 4650 i kategorien for høyt svellepotensiale.

For prøven som tidligere var testet, var det utført fri svelling og ødometeranalyse. Resultatene fra disse testene er vist i Tabell 5-15.

Tabell 5-15: Resultater fra en prøve som tidligere er analysert i forbindelse med samme sleppesone.

Pel	Materiale < 20 µm, %	Fri svelling, %	Svelletrykk, MPa
4792	Ikke gjort måling	187	0,3

Det vil si at alle prøvene havner i kategorien for lite aktive prøver, bortsett fra prøven ved pel 4823 som havner i kategorien for middels aktive prøver.

5.2.4 Follobanen, Åsland riggområde

Fra adkomsttunnelen til Follobanen det utført tester i forbindelse med kartlegging av svelleegenskaper i området. Disse testene er ikke utført av undertegnede, og det er har derfor ikke vært mulig å få tallene som ligger bak resultatene. Resultatene fra testene er vist i Tabell 5-16.

Tabell 5-16: Samlede resultater fra Follobanen, Åsland riggområde.

Prøvenummer	Materiale < 20 µm, %	Fri svelling, %	Svelletrykk, MPa
1	8	189	0,68
2	8	218	0,45
3	7	219	0,70
x (4)	7	155	0,34

Ved røntgendiffraksjonsanalyse ble det også indikert smektitt i alle prøvene.

Her havner alle prøvene i kategorien for middels aktive materialer (0,30-0,75 MPa), men i forskjellig ende av skalaen.

5.2.5 Alto Maipo, Chile

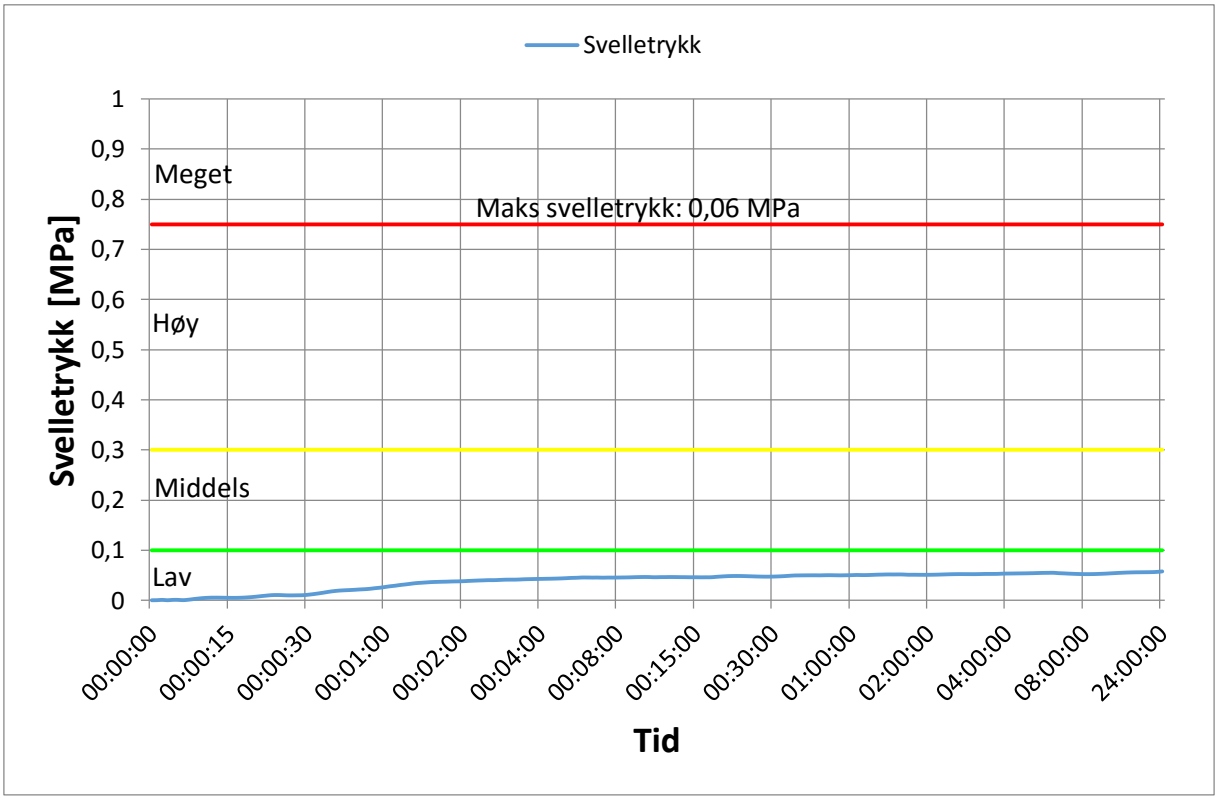
Fra Alto Maipo prosjektet i Chile ble det tatt med fire prøver fra en svellende vulkansk bergart som hadde skapt store problemer. Denne ble knust opp og det ble utført vanlig analyse av fri svelling og svelletrykk.

Pel 2073

På prøve fra pel 2073 ble det først utført analyse av fri svelling. Det ble målt et volum på 9 ml på partikkelløsningen i vannet, noe som gir følgende fri svelling.

$$\frac{9}{10} * 100\ \% = \mathbf{90}\%$$

Svelletrykk på denne prøven ble målt til 0,06 MPa, og utviklingen av svelletrykk fra ødometertest er vist i Figur 5-15.



Figur 5-15: Utviklingen av svelletrykk fra tunnel ved Alto Maipo, pel 2073.

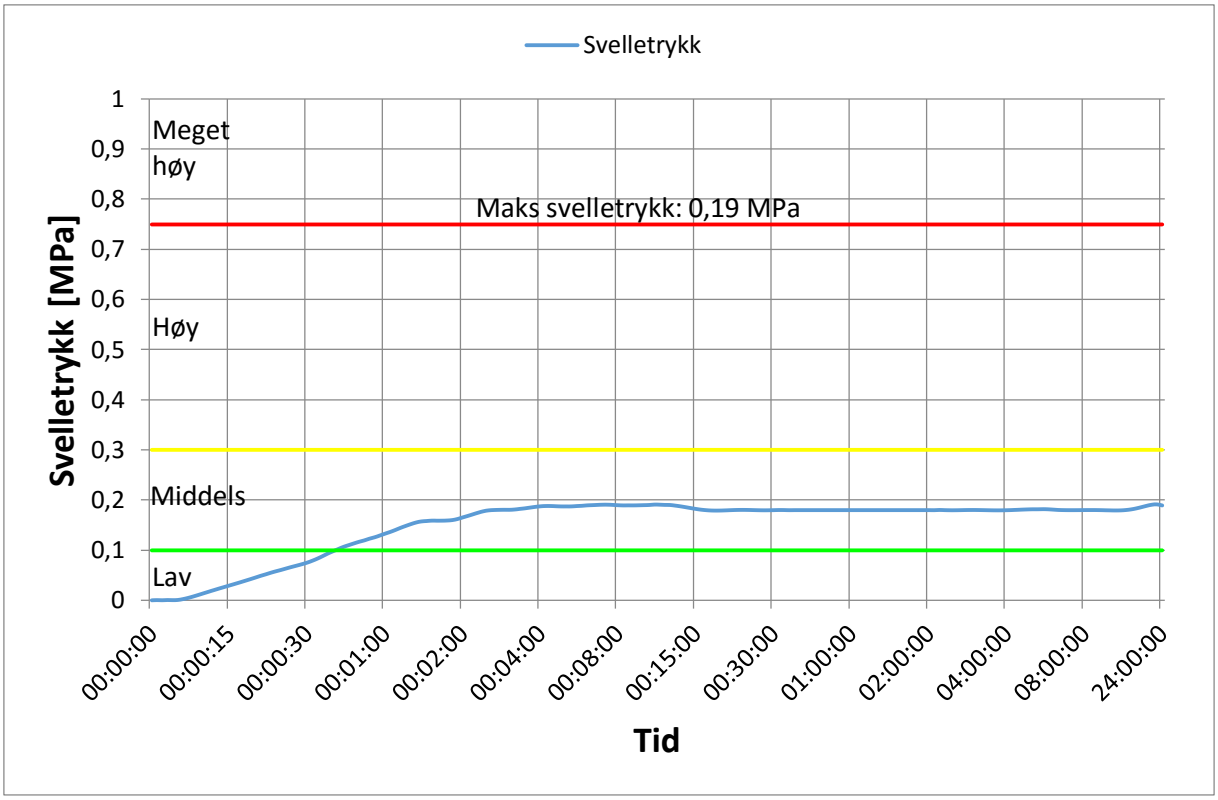
Det ble utført XRD-analyse, men det ble ikke funnet svellende materialer tilhørende smektitt-gruppen. Fullstendig resultater fra XRD-analysen med alle mineraler som er funnet er i vedlegg B.

Pel 3057

For prøve fra pel 3057 ble det målt fri svelling som ga følgende resultat:

$$\frac{9}{10} * 100\ \% = \mathbf{90}\%$$

Det ble fra ødometertest målt et svelletrykk på 0,19 MPa, og utviklingen av svelletrykk fra testen er vist i Figur 5-16.



Figur 5-16: Utviklingen av svelletrykk fra tunnel ved Alto Maipo, pel 3057.

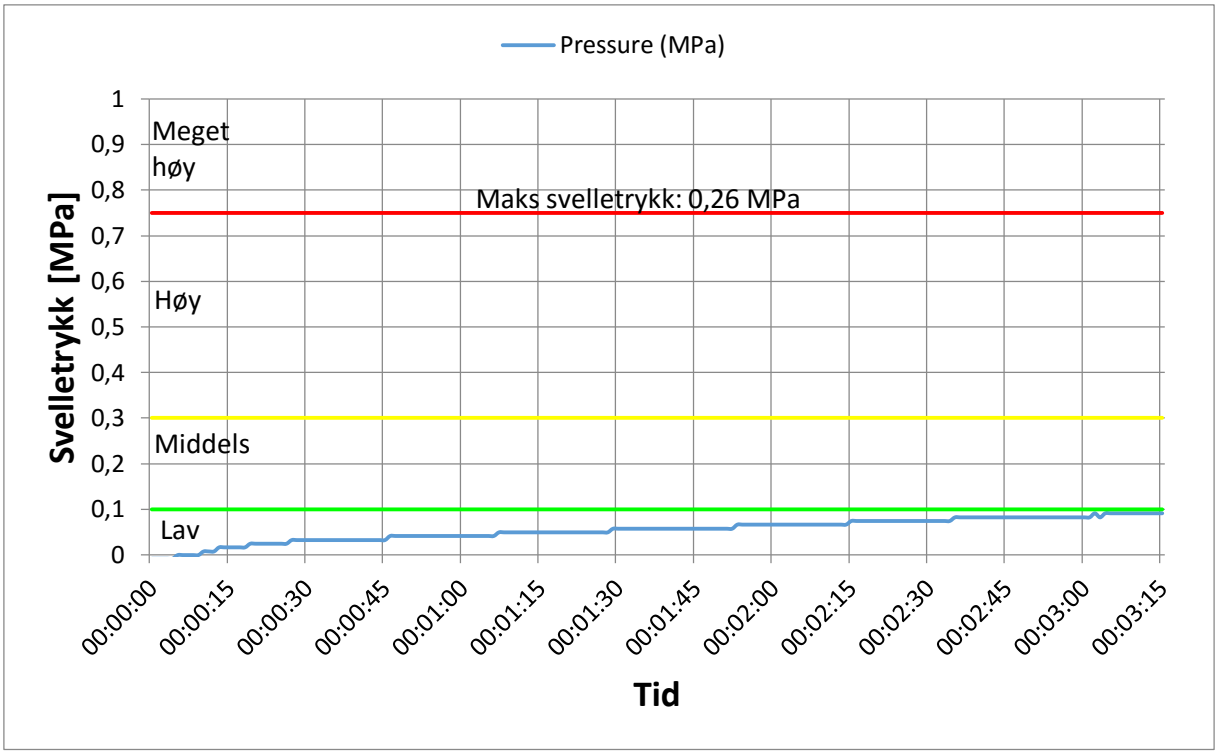
Det ble utført XRD-analyse, men det ble ikke funnet svellende materialer tilhørende smektitt-gruppen. Fullstendig resultater fra XRD-analysen med alle mineraler som er funnet er lagt ved i vedlegg B.

Pel 3107

For prøve fra pel 3107 var fri svelling noe høyere og det ble målt V_1=13 ml, noe som gir følgende fri svelling:

$$\frac{13}{10} * 100\ \% = \mathbf{130}\%$$

Et svelletrykk på 0,26 MPa ble målt fra ødometeranalyse, og fulstendig utvikling av svellekurven er vist i Figur 5-17.



Figur 5-17: Utviklingen av svelletrykk fra tunnel ved Alto Maipo, pel 3107.

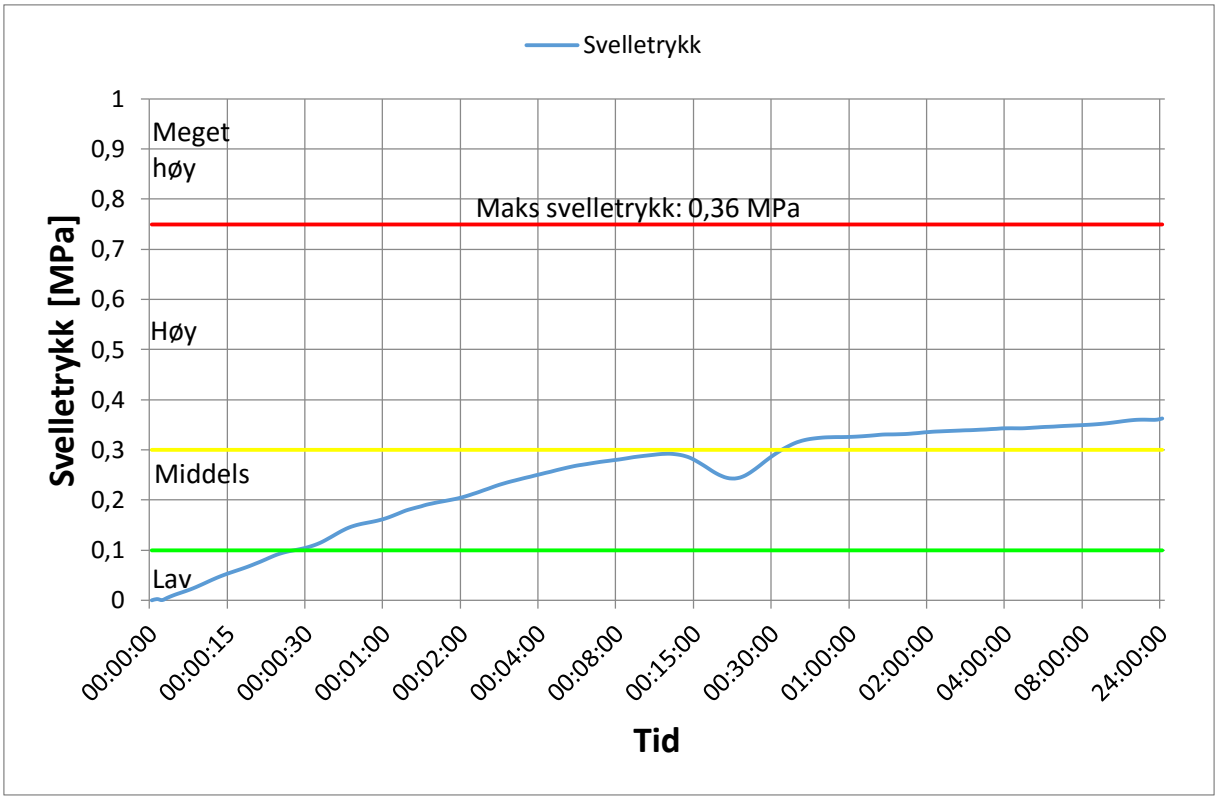
Det ble utført XRD-analyse der det ble funnet svellende materialer tilhørende smektitt-gruppen. Fullstendig resultater fra XRD-analysen med alle mineraler som er funnet finnes i vedlegg B.

Pel 3240

For prøve fra pel 3240 ble det regnet ut følgende fri svelling:

$$\frac{16}{10} * 100\ \% = \mathbf{160}\%$$

Det ble for denne prøven målt et svelletrykk på 0,36 MPa fra ødometertest. Utviklingen av svelletrykket er vist i Figur 5-18.



Figur 5-18: Utviklingen av svelletrykk fra tunnel ved Alto Maipo, pel 3240.

Det ble utført XRD-analyse der det ble funnet svellende materialer tilhørende smektitt-gruppen. Fullstendig resultater fra XRD-analysen med alle mineraler som er funnet er lagt ved i vedlegg B.

Samlede resultater

De samlede resultatene er vist i Tabell 5-17.

Tabell 5-17: Samlede resultater fra Alto Maipo, Chile.

Prøvenummer	Materiale < 20 µm, %	Fri svelling, %	Svelletrykk, MPa
Pel 2073	Ikke relevant for prøven	90	0,06
Pel 3057	Ikke relevant for prøven	90	0,19
Pel 3107	Ikke relevant for prøven	130	0,26
Pel 3240	Ikke relevant for prøven	160	0,36

Den første prøve er i kategorien for ikke aktive prøver. Prøve 2 og 3 havner i kategorien for lite aktive prøver, mens prøve 4 havner i kategorien for prøver med middels svellepotensiale.

5.3 Diskusjon av laboratorieresultatene

Etter vurdering av resultatene vil det her bli diskutert variasjonen innenfor de de forskjellige sonene og også litt om sammenhengen mellom fri svelling og svelletrykk fra ødometertest.

Rv. 13 Ryfast

Fra Solbakktunnelen ble det tatt to prøver ved befaring på anlegget. Disse ble tatt i en sone der det for det meste var fyllitt, men på grensen mot gneis. Det var tydelig at sonen var leiring og det ble tatt prøver fra begge tunnelløpene. Resultatene fra analysene som ble gjort i laboratoriet er vist i Tabell 5-18.

Tabell 5-18: Resultater fra prøver tatt ved Solbakktunnelen.

Pel	Materiale < 20 µm, %	Fri svelling, %	Svelletrykk, MPa
9450 – sør	7,6	100	0,07
9450 – nord	7,2	90	0,06

Resultatene fra disse testene viser veldig lavt svelletrykk og antyder at leiren i området ikke er aktiv. Dette er som forventet, da prøvene ble tatt i et område med fyllitt og fyllitt inneholder lite svellende materialer. Det er for øvrig lite som skiller egenskapene fra de to lokasjonene. Disse ble tatt i hvert sitt løp av samme tunnel, og det er rundt 25 meter mellom prøvene. Når det gjelder materiale mindre enn 20 µm, er det veldig lite som skiller de to prøvene, selv om det ved prøvetagning føltes som materialet fra det sørgående løpet var grovere.

Det er også lite som skiller svelletrykket fra de to prøvene; kun 0,01 MPa forskjell. Det er vanskelig å si hvilke svellemekanismer som virker på bergarter som ikke har svellende mineraler og hva som sørger for at det er et svelletrykk, men det er tydelig at disse prøvene er veldig like når det gjelder egenskaper.

Et resultat som er overaskende med denne prøven er at det ble indikert svellende mineraler ved XRD-analyse. Hva dette kan komme av er vanskelig å si, da test av fri svelling og ødometeranalyse indikerer at materialet er lite aktivt. Av dette kan man lære at det er viktig å ta tester av egenskaper også, og ikke bare ta mineralogisk analyse da det er feilkilder ved alle typer tester.

E18 Bommestad – Sky, Larvikstunnelen

Prøvene tatt i Larvikstunnelen på E18 Bommestad – Sky er tatt med fem meters avstand. Det ble under preparering av prøven fra pel 2805 ikke avslemmet nok masse til å foreta analyse av fri svelling og svelletrykk. Dette er ikke uventet, da det viste seg at kun 0,1 % av materialet var mindre enn 20 µm. Fra de andre prøvene er det også lite materiale som er mindre enn 20 µm, men her har det være avslemmet nok til at det har vært mulig å gjennomføre test av svelletrykk, men ikke nok til at fri svelling kunne utføres. Resultatene er vist i Tabell 5-19.

Tabell 5-19: Resultater fra prøver tatt ved Larvikstunnelen.

Pel	Materiale < 20 µm, %	Fri svelling, %	Svelletrykk, MPa
2795	1,7	For lite finstoff	0,17
2800	0,6	For lite finstoff	0,36
2805	0,1	For lite finstoff	For lite finstoff

Som nevnt over er det lite materiale i prøvene som er over 20 µm, og det blir mindre og mindre ved høyere pel-nummer. Dette kan tyde på at sammensetting endrer seg i sleppesonen, og det vil da også være naturlig å forvente endring i svelleegenskapene. Ved pel 2805 var det kun 0,1 % materiale under 20 µm, og ikke nok prøvemateriale til å utføre hverken fri svelling eller ødometertest.

I svelleegenskaper er det også endringer, og resultatene fra ødometertestene viser at det nesten er en dobling i svelletrykk fra 0,17 MPa til 0,36 MPa fra pel 2785 til pel 2805. Resultatene viser at det er endringer selv over få meter og at egenskapene vil forandres. Dette kan komme av flere årsaker, men virkningen er at det vil oppstå forskjellig svelletrykk mot sikringskonstruksjonen.

Det ble også funnet svellende mineraler ved XRD-analysen, noe som underbygger resultatene fra fri svelling og ødometeranalyse om at materialet i sonen er svellende. Svellende mineraler ble også funnet i prøven fra pel 2805 og indikerer at det er muligheter for svelling her også selv om ikke egenskapene er testet.

E18 Bommestad – Sky, Martineåstunnelen

I Martineåstunnelen var det en sleppesone som var parallell med tunneltrassen som det ble prøvetatt fra, og det var dermed mulig å få prøver med lang prøveavstand. Av disse prøvene ble

alle prøvene (bortsatt fra prøven ved pel 4792) testet av undertegnede. Alle resultatene er samlet i Tabell 5-20.

Tabell 5-20: Resultater fra prøver tatt ved Martineåstunnelen.

Pel	Materiale < 20 µm, %	Fri svelling, %	Svelletrykk, MPa
4650 (Tverrslag)	Ikke gjort måling	150	0,19
4725	Ikke gjort måling	Ikke nok finstoff	0,17
4792	Ikke gjort måling	187	0,30
4823	Ikke gjort måling	235	0,32

I denne prøveserien er det gjort målinger med relativ lang avstand (31-75 meter mellom prøvelokasjonene). Resultatene fra ødomtertestene viser en viss svingning over området, men forskjellen fra største til minste målte svelletrykk er ikke mer enn 0,15 MPa. Dette kan tyde på at sonen er lite svellende, men blir mer svellende mot høyere pel-nummer.

Resultatene fra fri svelling viser også en variasjon der det blir høyere svellepotensiale mot høyere pelnummer. Her er prøvene fra pel 4650 og 4792 karakterisert som middels aktive, mens prøven fra pel 4823 er veldig aktiv. Dette indikerer at det er endringer i egenskapene i sonen, og resultatene varierer fra 150 % - 235 %.

Det ble ved XRD-analyse funnet svellende mineraler i alle de tre prøvene som ble testet av undertegnede, og det er tydelig at det er svellepotensiale over hele sonen.

Follobanen, Åsland riggområde

Prøve 2 og 3 ble tatt ved nesten samme lokasjon, prøve x er tatt rundt 100 meter fra prøve 2 og 3 og prøve 1 er tatt 200-300 meter videre fra dette. Det vil si at det er 300-400 meter fra prøve 2 og 3 til prøve 1. De samlede resultatene er vist i Tabell 5-21.

Tabell 5-21: Resultater fra prøver tatt ved Åsland riggområde.

Prøvenummer	Materiale < 20 µm, %	Fri svelling, %	Svelletrykk, MPa
1	8	189	0,68
2	8	218	0,45
3	7	219	0,70
x (4)	7	155	0,34

Det første som er verdt å merke seg med resultatene er at det er nesten likt antall materiale som er < 20 μm i alle prøvene. Kun en liten endring på 1 % skiller prøvene fra hverandre. Resultatene fra fri svelling viser at leira i sleppesonen er aktiv over hele sonen, men at det er en variasjon fra 155 % til 219 %. Fra lokasjon 2 og 3 som er nesten samme sted er for øvrig resultatet nesten helt identisk (218 % og 219 %).

Ved testing av svelletrykk er det større variasjoner selv om alle prøvene havner i kategorien for middels aktive prøver som går fra 0,3 MPa – 0,75 MPa. Prøvene er likevel i forskjellige ende av kategorien, og variasjonene er relativt store. Der er ikke bare én prøve som skiller seg ut heller, da det er to prøver med noe lavere svelletrykk (0,34 MPa og 0,45 MPa) og to prøver i øvre del av kategorien (0,68 MPa og 0,70 MPa). Dette tyder på at egenskapene varierer innenfor sonen og fra lokasjon til lokasjon. Det kommer også tydelig frem at det er stor variasjon på prøvene som er tatt nær hverandre, da prøve 2 hadde 0,45 MPa svelletrykk og prøve 3 0,70 MPa.

Dette viser også at det ikke nødvendigvis er en sammenheng mellom høy fri svelling og høyt svelletrykk da prøve 2 har høy fri svelling, men et relativt lav svelletrykk i forhold til dette. I prosjektoppgaven ble det sett på denne sammenhengen på prøver som er teste ved laboratoriet ved NTNU/SINTEF. Resultatene fra prøvene viste at det er en viss korrelasjon mellom fri svelling og svelletrykk for prøver med svelletrykk mindre enn 1 MPa, men at denne ikke er veldig god (Nilsen et al., 2011) Resultatene fra prøvene her viser noe av det samme, da prøvene med lavest fri svelling har lavest svelletrykk og de med høyest fri svelling har høyest svelletrykk, bortsett fra prøve 2. Dette tyder på at det er en viss sammenheng, men at denne ikke alltid gjelder.

Alto Maipo, Chile

Prøvene fra Chile ble preparert på en annen måte ved at det ikke blir foretatt noen avslemming. Det viser seg likevel at resultatene ligger i samme område som for prøvene som er preparert og testet på bare de mindre partiklene.

Tabell 5-22: Resultater fra prøver tatt ved Alto Maipo

Prøvenummer	Materiale < 20 µm, %	Fri svelling, %	Svelletrykk, MPa
Pel 2073	Ikke relevant for prøven	90	0,06
Pel 3057	Ikke relevant for prøven	90	0,19
Pel 3107	Ikke relevant for prøven	130	0,26
Pel 3240	Ikke relevant for prøven	160	0,36

På bakgrunn av resultatene fra fri svelling kan det se ut som de to første prøvene ikke er svellende. Volumet blir mindre når de blir tilsatt vann, og de er i kategorien for ikke aktive prøver. Videre er det mer fri svelling, og prøven havner i kategorien for middels aktive prøver. Det ser også ut som om svellingen forsterkes videre, og den siste prøven havner i kategorien for aktive materialer med en fri svelling på 160 %.

Samme tendens som fra fri svelling-prøvene går også igjen i svelletrykket fra ødometertestene. Den første prøven er ikke aktiv, mens de to neste havner i kategorien for lite aktive prøver. Til den siste er det en ytterligere økning, og denne havner i kategorien for middels aktive materialer. Det er likevel ganske lavt svelletrykk for alle disse prøvene.

For de to første prøvene ved pel 2073 og 3057 ble det ikke indikert svellende mineraler. Dette kan komme av at noe av strukturen var ødelagt ved nedknusing av materialet, at det var andre mineraler som ga sterkere topper ved analysen og dermed «gjemte» de svellende materialene, eller at det ikke var svellende mineraler i prøven. Ved de to siste lokasjonene, der fri svelling og svelletrykk var vesentlig større, ble det indikert svellende mineraler. Dette kan tyde på at det er endringer av egenskapene i området og at ikke hele bergarten er like svellende.

Det er viktig å huske at disse prøvene ikke er tatt i samme sone, men i samme bergart. Det er derfor ikke overraskende at egenskapene vil variere, spesielt ikke når avstanden er over én kilometer. Disse prøvene må derfor sees på med et kritisk utgangspunkt.

6 Sikring av tunneler med svelleleire

Det finnes flere typer litteratur som beskriver sikringsomfang for bergrom med svellende sleppemateriale. I vegtunneler er det Q-systemet som brukes for kartlegging og dimensjonering av sikring, og to av parameterne som inngår går på svellende materiale. Det er også et eget avsnitt i Håndbok N500 Vegtunneler som omhandler sikring av soner på større enn to meter med et visst svelletrykk. Litteratur beskriver også andre faktorer som bør tas spesielt hensyn til ved sikring av svellende soner, og disse er nevnt i et eget underkapittel. Som eget underkapittel er det også tatt med hvordan annen litteratur beskriver sikring mot svelleleire.

6.1 Q-systemet

For alle vegtunneler som bygges i Norge er det Q-systemet som brukes for å klassifisere bergmassen og bestemme sikringsklasse. Det er derfor naturlig å se på hvordan Q-systemet beskriver sikring av soner med svelleleire. Systemet er basert på empiri og har siden det ble utviklet i 1974 blitt oppdatert med stadig nye eksempler og sikringsmetoder. Oppdateringene inneholder blant annet nye bergbolter, fiberarmert sprøytebetong og sprøytebetongbuer (RRS). Q-verdi beregnes ut fra seks parametere som er uttrykt ved følgende formel (Barton et al., 2013):

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

Hvert ledd beskriver de tre hovedfaktorene:

- $\frac{RQD}{J_n}$ Beskriver oppsprekkingsgraden
- $\frac{J_r}{J_a}$ Beskriver bergmassens minimale skjærfasthet
- $\frac{J_w}{SRF}$ Beskriver den opptredende spenning

De forskjellige parameterne vil variere innenfor seksjoner av tunnelen som kartlegges, og hver seksjon gis en samlet verdi mellom 0,001 og 1000. Et lavt tall indikerer at berget er dårlig, mens et høyt tall indikerer godt berg (Barton et al., 2013).

For svelleleire vil følgende parametere ha innvirkning:

- J_a er tall for sprekkefylling, og går fra 0,75 til 20. Hvilke materiale sprekkene er fylt med har mye å si for sikkerheten i tunnelen på grunn av varierende friksjon. Det bestemmes først hvor stor avstand det er mellom bergkontakten; fra bergkontakt til

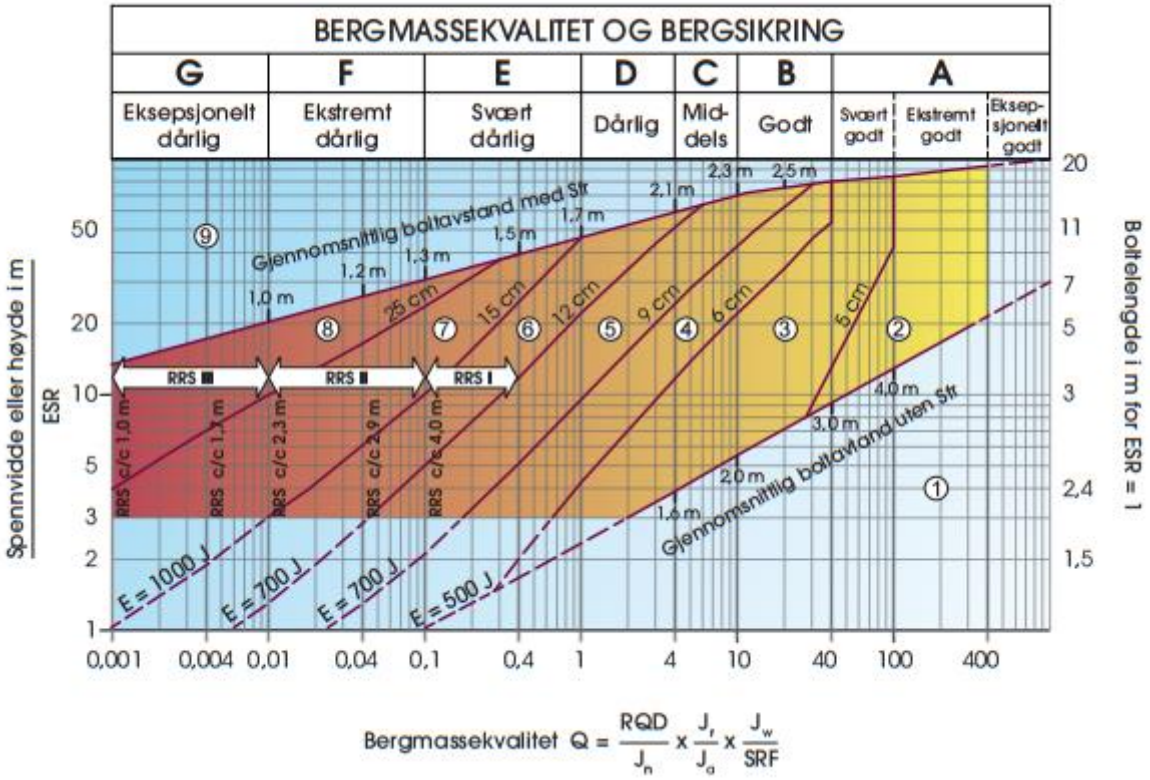
ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon. Her finnes det flere alternativer der svelleleire gir høyt sprekketall, og dermed dårligere bergmasse. Det verste tilfellet vil være ingen bergkontakt ved skjærdeformasjon og at sprekken er fylt med soner av svellende materialer. I håndboken som beskriver Q-systemet nevnes det også at svelletrykket som måles ikke direkte kan brukes til prosjekteringen av sikring, da bergmassens bæreevne vil ta en betydelig del av kreftene. Det vil i tillegg være blandet inn andre mineraler og bergartsfragmenter. Erfaringer fra tidligere tester på prøver fra Norge har vist at svelletrykket målt i laboratoriet er opp til fem ganger så stort som i den uforstyrrede svakhetssonen.

- Spenningsfaktoren (SRF, Stress Reduction Factor) er avhengig av om vi har svellende materialer i sonen som skal sikres. Den beskriver forholdet mellom bergspenninger og bergartsstyrken og er delt opp i fire kategorier. Den ene av disse inkluderer svellende berg; Kjemisk svelleaktivitet som avhenger av tilgangen på vann. Dette igjen deles inn i to kategorier: Moderat svelling som gir en SRF verdi på 5 – 10, og intens svelling som gir en SRF verdi på 10-15. For å bestemme hvilken av kategoriene man havner i må det foretas laboratorietester. Det finnes også svellende bergarter som kan endre SRF, og i Norge er de vanligste alunskifer og visse typer svartskifer. Disse er imidlertid ikke aktuelle for denne oppgaven og vil ikke bli kommentert ytterligere.

Ut fra Q-verdien som beregnes er det utarbeidet en tabell som sammen med bruksområde for bergrommet og spennvidde/høyde anbefaler sikringsomfanget. For å bestemme sikkerhetskravene for forskjellige typer bergrom brukes ESR (Excavation Support Ratio). En lav ESR-verdi tilsvarer høyere sikkerhetsnivå. Tabell for bestemmelse av ESR er finnes som vedlegg C. For sikringsomfang brukes denne sammen med spennvidde/høyde og gir ekvivalent dimensjon:

$$Ekvivalent\ dimensjon: \frac{Spennvidde/høyde\ i\ meter}{ESR}$$

Sammen med Q-verdi er den avgjørende for et forsalg til permanent sikring. Det er laget et diagram for forslag til permanent sikring, som vist i Figur 6-1.



Figur 6-1: Diagram som viser hvilke bergsikring som er nødvendig ved hjelp av Q-verdi og ekvivalent dimensjon (Barton et al., 2013)

På x-aksen finnes Q-verdier som variere fra 0,001 og opp til over 400, bergmassekvaliteten deles også inn i klasser fra A til G. På y-aksen er ekvivalent dimensjon til venstre i diagrammet, og boltelengder til høyre for ESR = 1 (som brukes for større veg- og togtunneler). I diagrammet kan også anbefalt bolteavstand og tykkelse og kvalitet på sprøytebetong leses av. Det kommer frem at det er anbefalt bruk av buer som bergsikring ved Q-verdier lavere enn 0,4 sannsynligvis vil større soner med svelleleire ligge i denne kategorien (Barton et al., 2013).

6.2 Håndbok N500 Vegtunneler

I vegvesenets Håndbok N500 Vegtunneler er svelleleire kun nevnt én gang. Dette gjelder for svelleleiresoner med svelletrykk funnet ved ødometertest > 0,5 MPa, og der sonen har over to meters mektighet eller følger tunnelen i mer enn to meter. Det skal da sikres med betongutstøpning. Hvis sonen har vinkel til tunnelaksen, skal sonen sikres i hele sin lengde og støpen skal ha en forankring på minimum fem meter på hver side av sonen i tunnelretningen (Statens Vegvesen, 2010).

6.3 Diskusjon av sikringsmetoder

Q-metoden tar lite hensyn til tykkelsen på sonen med svellende materiale, og sier ingen ting om orienteringen er gunstig eller ugunstig. I tillegg er også indre forhold som er viktig for

stabiliteten. Det må derfor gjøres en samlet vurdering av mektighet, orientering, mengde svellende materiale og sette dette i sammenheng med laboratorieresultater for å dimensjonere sikring (Rokoengen, 1973).

I sin doktoravhandling nevner også Mao (2012) at det ved bygging av bergrom er flere ytre forhold i tunnelen som påvirker stabiliteten. Forhold som nevnes er:

- Dimensjoner på bergrommet/tunnelen
- Tilgang på vann
- Sidebergets evne til å motta trykk

Sikringen vil også bli påvirket av om den blir satt inn umiddelbart etter utsprenging, eller om svelleleiren har mulighet for å svelle før montering. Ved påføring av sprøytebetong med en gang etter utsprenging vil sleppematerialet ha liten mulighet for å svelle før svelletrykket vil belaste sikringen. En formstøp vil kunne krympe noe ved herding, og dermed vil noe av svellingen realiseres før det blir kontakt med sikringskonstruksjonene. Ved noe krymping under herding vil det imidlertid være dårligere samvirke mellom berget og støpen (Selmer Olsen, 1985).

For at det skal oppstå nok svelletrykk til at det kan være ødeleggende for sikringskonstruksjonen holder det ikke bare med høy potensiell svelleevne. Det må også være høy konsolideringsgrad på sleppematerialet. Et materiale med lav konsolideringsgrad og høy potensiell svelleevne vil ikke gi høyt nok trykk mot sikringen til at den ødelegges ifølge Rokoengen (1973).

Som nevnt over er det mulig å bruke full utstøpning for å sikre mot svelleleire. Dette må brukes i vegtunneler der svelletrykk er over 0,5 MPa ved ødometertest og sonen er over to meter, men kan være dyrt i mindre soner. Den vanligste måten å sikre med er sprøytebetong kombinert med andre typer sikring. Ved ren sprøytebetong vil det være betongens heftstyrke som bestemmer styrken på sikringskonstruksjonen. Det er også av betydning hvor god heftstyrken til fjellet er for hvor stor last sprøytebetongen vil tåle. Denne kan måles, men kan også anslås grovt basert på petrografi og eksponert struktur. Tidligere studier at på rene og friske bruddflater i sterke og eruptive bergarter som er vanlig i Norge vil heftstyrken ligge på 1,1 - 1,8 MPa. På foliasjonsflater og lagflater med glimmer kan heftstyrken gå ned mot 0,5 MPa, selv i sterke bergarter. Ved bløte bergarter og skifre kan den bli enda lavere, og den vil ved sprøytebetong på svelleleire være veldig lav. Ved sprøytebetong som er sikret med armering som tar strekk sammen med bolter vil det være bolteplatene og forhold på bolten som er avgjørende for sikringskonstruksjonens bruddstyrke.

Når det bygges opp svelletrykk mot sikringskonstruksjonen vil det foregå en deformasjon i sikringskonstruksjonen. Dette fører til at svelletrykket gradvis blir mindre. I tillegg vil sikringskonstruksjonen sørge for at svellingen bremses. Som følge av dette vil også reduksjonen i skjærfasthet bremses, da denne samvirker med svelleprosessen (Selmer Olsen, 1985).

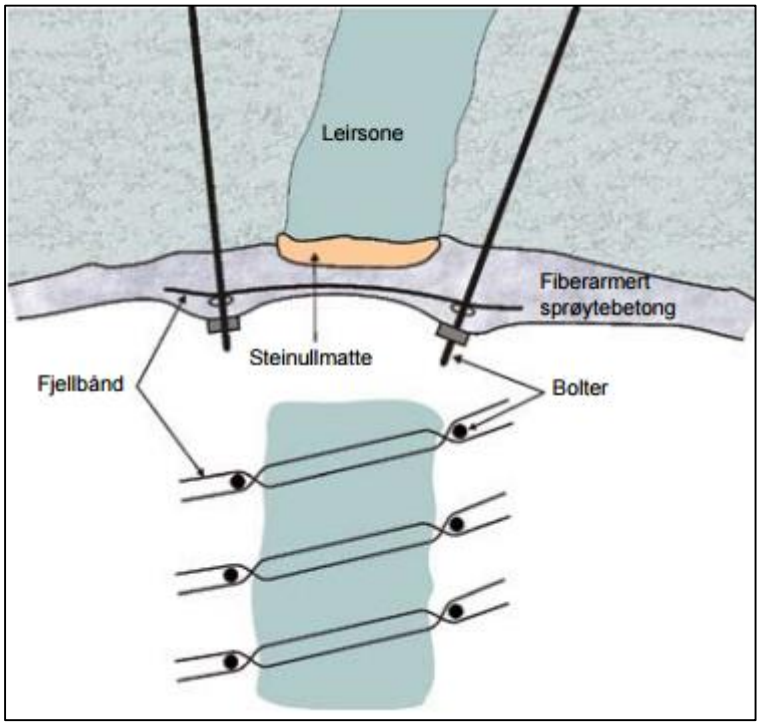
Ved bruk av stålbuer vil det oppnås et jevnt trykk mot bergmassen som kan motstå store svelletrykk. Fra Q-systemet fremkommer det at buer brukes fra Q-verdier mindre enn 0,4 MPa. Det finnes flere forskjellige måter å bruke buene på for å gjøre buekonstruksjonen sterkere ved dårligere berg og større svelletrykk. Blant annet kan man legge flere lag med buer. Vanligvis brukes ett lag med seks armeringsjern montert med tverrstykker og for å forsterke kan det legges et nytt lag med tverrstykker og to til seks nye jern utenpå dette. Diameteren på armeringsjernene som brukes kan også varieres og gjøre konstruksjonen sterkere (vanligvis 16-20 mm). Tykkelsen på sprøytebetong ved bruk av buer varierer også fra 30 til 45 cm, og avstanden mellom buene varier fra en til fire meter. Et viktig poeng er at de står så tett at de samvirker, og ikke blir stående som flere enkeltbuer. En stor fordel med bruk av buer i forbindelse med svellende soner er at de begynner å virke gradvis etter hvert som deformasjonen tiltar (Barton et al., 2013; NFF, 2008).

Ved bruk av hesteskoformet utstøpning vil det i tillegg til krymping ved herding også oppstå glepper mellom støpen og berget i hengen. Dette vil gjøre at svelletrykket reduseres, men vil også redusere samvirket mellom berget og støpen. I vederlaget og hengen vil derimot betongen trykke mer mot berget, og disse vil ikke tåle like stort svelletrykk.

Ved utstøpning i sålen vil deformasjon og rissdannelse være avhengig av innspenningen i sålen. Ved liten innspenning vil det vanligvis bli rissdannelse i vederlaget og størst avspenning og deformasjon ved sålen. Når det er større innspenninger, vil det kunne bli brudd i vederlaget, og i verste fall kan konstruksjonen kollapse. Ved innspenning og bruk av full utstøpning er det derfor viktig med godt samvirke mellom heng og såle, slik at hvelvvirkningen blir best mulig (Selmer Olsen, 1985).

Et annet sikringsforslag som er spesielt godt egnet mot svellende soner, kommer fra Håndbok 5: «Tung bergsikring i undergrunnsanlegg» fra Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF). Her foreslås det å sikre ved å legge et elastisk materiale mellom sprøytebetongen/utstøpningen og det svellende materialet. Et eksempel på dette er vist i Figur 6-2, der det er brukt steinullmatte som elastisk materiale, og det er lagt armert sprøytebetong og fjellbånd utenpå. Dette gjør at materialet kan svelle uten at det påvirker sikringen direkte

fordi det elastiske materialet vil oppta store deler av deformasjonen. Ved større soner vil ikke dette fungere like godt, og det må da vurderes andre metoder (NFF, 2008).



Figur 6-2: Illustrasjon av sikring med elastisk materiale. I dette eksempelet er det brukt en steinullmatte under fiberarmert sprøytebetong og fjellbånd (NFF, 2008).

7 Belastning på sikringskonstruksjon basert på numerisk analyse

For å se på hvordan svellende materialer påvirker sikringskonstruksjoner er det valgt å gjøre en numerisk analyse. Dette vil kunne gi et inntrykk av hvordan sikringskonstruksjonen tåler trykket fra den svellende leira og hvor mye svelling konstruksjonen vil tåle. I den numeriske analysen er det forsøkt å kopiere sikringen som er vanlige for svellende soner på best mulig måte.

7.1 Om numerisk analyse

Numerisk analyse er et kraftig og nyttig verktøy som kan brukes for å se på hvordan ulike komponenter blir påvirket av endringer. Når det gjelder numerisk analyse i forbindelse med bergrom, er det vanlig å ta ut ønsket berg og se på spenningsendringer, spenningskonsentrasjoner og deformasjoner. Det er også mulig å legge inn forskjellige typer bergsikring og se på hvordan spenninger og deformasjoner blir påvirket av dette.

Numerisk analyse deles hovedsakelig inn i to metoder:

- Kontinuerlige modeller
- Diskontinuerlige modeller

Det er også mulig å kombinere disse for å løse komplekse problemer med en sammensatt (hybrid) modell. For å se hvordan svelletrykk kan modelleres er det valgt å se nærmere på de forskjellige modellene og egenskapene deres (Myrvang, 2001).

Kontinuerlige modeller

I kontinuerlige modeller antas bergmassen som en kontinuerlig masse, og effekten av sprekker kan bare til en begrenset grad regnes med. Videre kan kontinuerlige modeller deles i:

- Differensialmetoder
- Integralmetoder

Ved bruk av differensialmetoder deles hele bergmassen opp i elementer, mens ved bruk av integralmetoder er det bare i grenser at bergmassen deles opp. Den vanligste metoden er Endelig elementmetoden (Finite Element Method – FEM), som er en differensialmetode. Her defineres et område som skal modelleres, og det antas at bergmassen er en kontinuerlig masse. Området må være så stort at bergrommet som tas ut ikke påvirkes av grenseverdier (randeffekter). Det deles så inn et antall elementer som knyttes sammen med noder, og elementene er ofte tre- eller

firkantede. Det er vanlig at det nærmere åpninger i berget er større tetthet av elementer; her blir det høyere spenningsgradient, og nøyaktigheten må derfor være bedre.

Det settes så opp ligninger for hvert element som uttrykker sammenhengen mellom kreftene som angriper elementhjørnene og forskyvning av samme hjørne. Kreftene og forskyvningen vil påvirke sine naboelementer gjennom knutepunktene, som igjen vil påvirke sin naboer. Ved å sette opp likevektsligninger og summere opp krefter i hvert punkt, fås et komplekst ligningssystem for hele området som uttrykker sammenhengen mellom krefter og forskyvning av nodene. Dette kan omformes til spenning i nodene, og man har et komplett ligningssett som kan finne spenninger i hele området. Ligningssettet løses implisitt, og det kreves stor beregning- og lagringskapasitet på grunn av det store antallet ligninger som løses. Flere elementer gir flere noder, og flere ligninger som må beregnes. Dette gjør at det trengs kraftige datamaskiner hvis ikke beregningene skal ta lang tid. Flere noder vil for øvrig gi mer nøyaktige og bedre resultater. Resultatene blir ofte kaotiske og kan være vanskelige å bruke videre. Det utføres derfor en grafisk etterbehandling som gjør at det er lettere å få en oversikt og forstå helheten. Kjente programmer som benyttes er RS2 (Tidligere Phase2), RS3, ABAQUS og DIANA.

Andre kontinuerlige modeller er Endelig differanse-metoden (Finite Difference Method – FDM) og grenseelement-metoden (Boundary Element Mothod – BEM). Endelig differanse-metoden er veldig lik Endelig element-metoden, men ligningene blir løst på en annen måte. I stedet for å løse de implisitt blir de løst eksplisitt ved Endelig differanse-metoden. Det antas at endring i en node bare påvirker de nærmeste nabonodene. Beregningene blir gjort steg for steg med små tidsintervaller, og det er lettere å analysere problemer med store forskyvninger og deformasjoner. Samtidig unngås store matriseløsninger, og det trengs derfor mindre beregningskapasitet enn ved Endelig element-metoden.

Grenseelement-metoden er en integralmetode, og det er kun grensesoner mot bergrom, overflate og eventuelle sprekker som deles opp. Resten av området antas å være lineær elastisk, kontinuerlig masse og blir beskrevet med partielle differensialligninger. For alle punkter i det definerte området kan da spenningstilstanden beregnes, og de punktene som er av interesse kan analyseres (Myrvang, 2001).

Diskontinuerlige modeller

Bergmassen i en diskontinuerlige modeller beskrives som en koblet modell med én for intakt berg og én for diskontinuitetene. Bevegelser i berget beskrives med deformasjonsmekanismer for glidning langs sprekkeplan, separasjon og rotasjon. Blokkelementmetoden (Distinct

Element Method - DEM) er den mest vanlige og baserer seg på Newtons 2.lov. Det defineres først et område skal modelleres, og dette deles opp i enkeltblokker som kan roteres, separeres og gli i forhold til hverandre. Forskyvningen mellom blokkene er antatt å være større enn deformasjonen på selve blokkene, og deformasjonene på blokkene ses derfor bort ifra. Oppdelingen av blokker bestemmes fra observasjoner i felt og orientering, og egenskaper legges inn. Det brukes eksplisitte formler og gjør at det blir mulig med ikke-lineær oppførsel av blokker og sprekker og store forskyvninger og rotasjoner. For å få til et godt resultat fra modellen er man avhengig av gode inngangsparametere på sprekkene. Det vanligste programmet for denne metoden er UDEC (Universal Distinct Element Code) (Myrvang, 2001).

Analyse i forskjellige dimensjoner

Det er tidligere utført lignede numerisk analyse av Mao (2012) under hans arbeid med sin doktoravhandling. Det ble utført en sammenligning av Phase^2 og FLAC^{3D} for å se på effekten av å gjøre en analyse på svakhetssoner i tre dimensjoner. Det ble konkludert med at ved en analyse i to dimensjoner bør svakhetssonen være perpendikulær på tunnelaksen og mye bredere enn tunnelbredden. Dette vil sjelden være tilfellet i en tunnel som drives, og svellende soner er ofte mye smalere enn tunnelbredden.

I denne oppgaven er det valgt å utføre analyser i tre dimensjoner ved hjelpe av programmet RS3. Dette er et elastisk-plastisk analyseverktøy utgitt av Rocscenice, som brukes for utgravninger i undergrunnen eller på overflaten i berg eller løsmasser. Det er mulig å bruke flere forskjellige bruddkriterier, blant de vanligste som er mulige å bruke er: Mohr-Coulomb, Hoek-Brown og generalisert Hoek-Brown. Det er for øvrig ikke mulig å få svakhetssoner som skjærer tunnelaksen på skrå i dette programmet, men det vil være mulig å legge inn sterkere bergmasse på hver side av sleppesonen.

Dette programmet er valgt da det er en videreføring av programmet Phase^2 som er undervist i faget TGB4260 – Numerisk analyse for bergteknikk ved NTNU. Der Phase^2 kun bruker to dimensjoner gir RS3 muligheter for tre, men på de fleste andre måter er brukersnittet det samme i de to programmene.

7.2 Inngangsparametere

For å få en god og realistisk modell er det viktig at alle inngangsparametere er så gode som mulig. Dette er viktig for å få gode resultater å jobbe med. De viktigste inngangsparameterne er ifølge Myrvang (2001):

- In situ bergspenninger
- Deformasjonsegenskaper – konstitutive lover
- Styrkeegenskaper – bruddkriterier
- Oppsprekkingsgrad – sprekkeegenskaper (spesielt ved diskontinuerlige modeller)

I todimensjonale modeller der det er et lineært elastisk tilfelle vil spenningen rundt bergåpningen være uavhengig av deformasjonsegenskapene (E-modul). Deformasjonen vil derimot påvirkes, og det er derfor viktig å vite hva man ønsker få ut av analysen før man starter med inngangparameterne.

Geologiske inngangsparametere

For den numeriske analysen i dette studiet er det valgt å ta utgangpunkt i tunnelene i Ryfast-prosjektet. I området med antatt svelleleire var det gneiser som var omliggende bergarter, og det er derfor brukt gneis som hovedbergart med soner av svelleleire i mellom. Rock Mass Rating (RMR) for gneisen ligger i området rundt 80, noe som tilsvarer godt berg.

Det er ikke gitt noen egenskaper for bergartsstyrken til gneisene for dette prosjektet og egenskapene som er gitt i Tabell 7-1 er derfor tatt som erfaringstall for gneiser fra andre prosjekter.

Tabell 7-1: Bergartsegenskaper for gneis brukt til numerisk analyse for tunneler ved Ryfast.

Egenskap	Verdi
Enaksiell trykkstyrke [MPa]	200
GSI	80
m_i	20
D	0
E_i [GPa]	130
v	0,27

For å regne om disse verdiene slik at bruddkriteriene tilsvarende styrkeparametere benyttes programmet RocData. For gneisen ga det følgende parametere til bruk i Hoek-Brown kriteriet:

Tabell 7-2: Parametere for gneis som brukes i Hoek-Brown kriteriet.

Parameter	Verdi
m_b	8,190
s	0,0622
a	0,501

Slik den numeriske analysen er lagt opp, må det også defineres egenskaper for svellematerialet. Dette er vanskelig å definere da det gjøres lite styrkeanalyser på sleppematerialer. Det er derfor valgt å regne sleppematerialet som en svak bergart, og egenskapene som er brukt er vist i Tabell 7-3 og tilpasset dette.

Tabell 7-3: Bergartsegenskaper for sleppemateriale brukt til numerisk analyse for tunneler ved Ryfast.

Egenskap	Verdi
Enaksiell trykkstyrke [MPa]	5
GSI	20
m_i	6
D	0
E_i [GPa]	9
v	0,15

Enaksiell trykkstyrke er satt til 5 MPa, som er anbefalt av RocLab for veldig forvitret berg. GSI er satt til 20, noe som indikerer veldig svakt og oppsprukket berg. Én av parameterne som er vanskeligst å vurdere er m_i, og det ble til slutt valgt å sette den lik 6, som indikerer at materialet er svakt. E_i er også vanskelig å fastsette, men ble til slutt valgt å være 9 GPa, da materialet vil være veldig deformerbart.

For Hoek-Brown kriteriet kommer da følgende styrkeparametere fra programmet RocData:

Tabell 7-4: Parametere for sleppematerialet som brukes i Hoek-Brown kriteriet.

Parameter	Verdi
m_b	0,192
s	0,0001
a	0,561

For Mohr-Coulombs bruddkriterie gir dette en kohesjon på 0,113 MPa og en friksjonsvinkel på 17,73 grader. Dette er lave tall, men vil være realistisk for et svakt og glatt materiale som montmorillonitt. I sin oppgave skriver Tyssekvam (1996) at friksjonsvinkelen for montmorillonitt kan være ned mot 10 grader.

Sikring

Som sikring er det valgt å bruke 20 cm sprøytebetong, fire meter lange innstøpte bolter montert med 1x1 meters avstand og stålbuer med halvannen meters avstand. Dette er brukt både i gneisen før og etter sleppesonen og i selve sleppesonen, og er tilpasset sikringskriteriene fra Q-systemet i henhold til dårlig bergmasse. Når det gjelder egenskapene til sikringen, er det valgt å bruke standardparametere for de ulike typene der annet ikke er nevnt.

Det er valgt å bruke fullt innstøpte bolter med avstand 1x1 meter med følgende egenskaper:

Tabell 7-5: Egenskaper for boltene brukt i den numeriske analysen.

Egenskap	Verdi
Boltediameter [mm]	19
E-modul [MPa]	200 000
Strekk-kapasitet [kN]	100
Residual strekk-kapasitet [kN]	0.1

Sprøytebetongen som er brukt som sikring er lagt på i et 20 centimeter tykt lag med følgende egenskaper:

Tabell 7-6: Egenskaper for sprøytebetongen brukt i den numeriske analysen. Denne er sprøytet på med 20 cm tykkelse.

Egenskap	Verdi
Young modul [MPa]	30 000 (sterk betong)
Poissons tall, ν	0,2

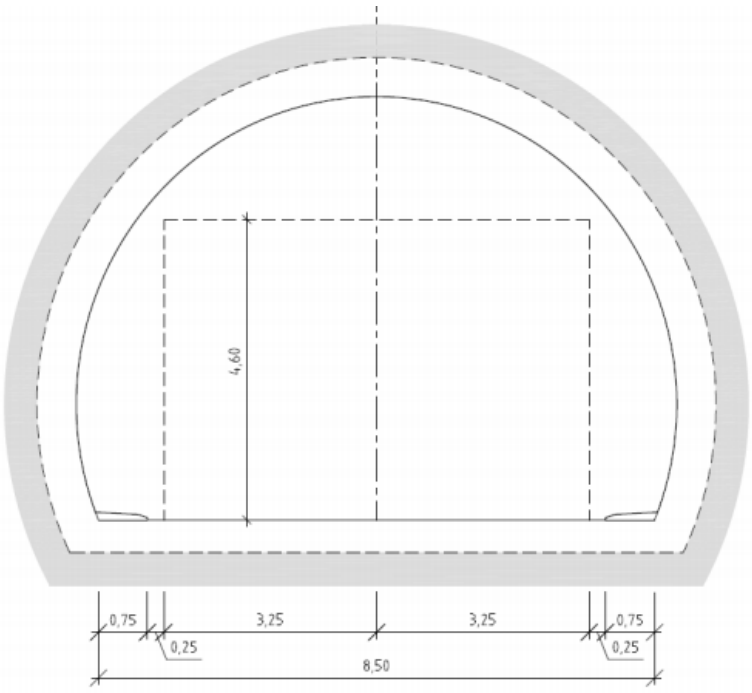
Det er også installert stålbuer for å sikre tunnelene. Disse er montert med halvannen meters avstand og har følgende egenskaper:

Tabell 7-7: Egenskaper for buene som er brukt i den numeriske analysen. Disse er montert med halvannen meters avstand.

Egenskap	Verdi
Young modul [MPa]	200 000
Poissons tall, v	0,28

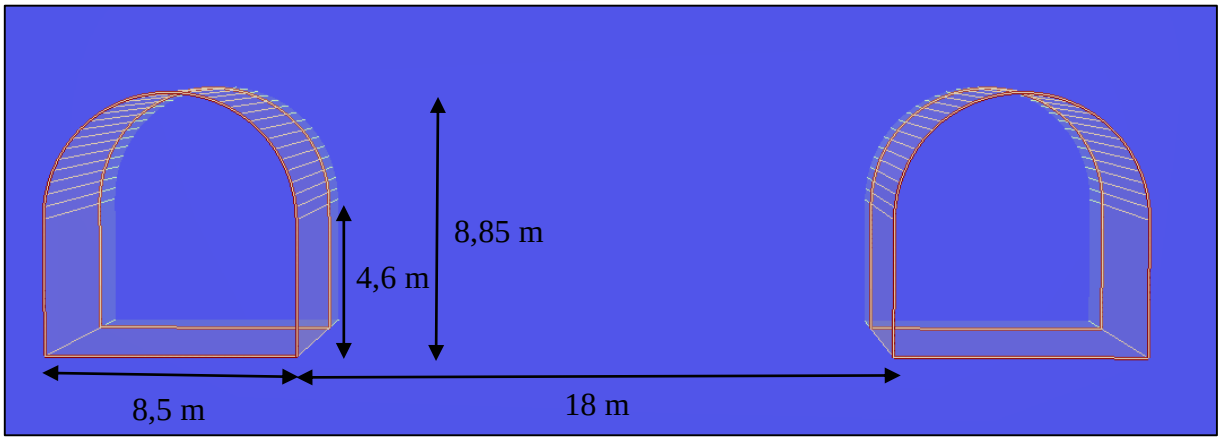
Geometrisk utforming

Tunnelene blir drevet med tverrsnitt T8,5 i de fleste deler, og en teoretisk avstand på 12-30 meter mellom løpene. Teoretisk tverrsnitt for en tunnel i klasse T8,5 er vist i Figur 7-1, og tunnelen vil ha en totalbredde på rundt 8,50 meter og en høyde på rundt 4,60 meter opp til vederlaget.



Figur 7-1: Tverrsnitt for T 8,5 tunnel hentet fra Statens Vegvesens håndbok N500 - Vegtunneler (Statens Vegvesen, 2010).

I den numeriske analysen er denne geometrien forenklet til en grunnflate på 8,50 meter med 4,6 meter høye vegger og en bue i hengen. Den totale høyden på blir 8,85 meter, og det er valgt å legge løpene 18 meter fra hverandre.



Figur 7-2: Illustrasjon av geometrien som er brukt i den numeriske analysen.

For å unngå at endene i lengderetning skal ha effekt på analysen rundt den svellende sonen er det valgt å låse endene som faste punkter. Ved de første analysene som ble gjort var ikke dette problemet løst, noe som førte til store forskyvninger i lengderetning. Alle ytterpunkter av analyseområdet er derfor låst av, slik at grenseverdiene vil påvirke analysen i minst mulig grad.

Det er ikke mulig å få til et svelletrykk fra svellesonen mot sideberget (gneisen) med RS3, da hver av de forskjellige områdene med forskjellige egenskaper må utarbeides hver for seg. Det er vurdert at dette ikke vil innvirke mye på deformasjonen i de mest kritiske områdene som oppstår i sleppesonen. Dette på grunn av at trykket vil virke i lengderetning, mens trykk som kan bryte ned sikringskonstruksjonen virker ortogonalt på tunnelperiferien.

Gravitajonslast

Det er store variasjoner i type og tykkelse over hele tunnelen, og de verdiene som er brukt er derfor kun representative for deler av tunnelen. Dette vil uansett ikke ha betydning for denne analysen, da effekten av dårlig berg og svelling er viktigere enn å gjenskape de faktiske forholdene.

Det laveste punktet i tunnelen er på kvote -290, og den tolkede bergoverflaten varierer i tykkelse fra 40 meter og tykkere. Løsmassene varierer som regel i tykkelse fra 10 til 30 meter, og det er mulig å tegne seg et bilde av hvordan spenningsforholdene i tunnelen vil være. Det er i oppgaven valgt å bruke en sjødybde på 30 meter, 20 meter løsmasser og 180 meter med berg. Dette vil tilsvare 230 meter fra sjøoverflaten og til toppen av tunnelen og vil være et av punktene med størst spenninger. Spenningene for de forskjellige delene kan da beregnes ved:

$$P = \rho g h$$

Og beregningene kan dermed gjøres:

Tabell 7-8: Beregning av trykk for de forskjellige delene av overdekningen over tunnelene.

Type trykk	Beregning	Trykk [kPa]
Vann	1,0*9,81*30	294
Løsmasser	1,4*9,81*20	275
Berg	2,7*9,81*180	4768
Totalt		5337

Dette vil være det vertikale trykket som virker fra vannet, løsmassene og berget. Det må også gjøres beregninger av det horisontale trykket, noe som er vanskelig å si noe om uten bergspenningsmålinger. For å gjøre et estimat er der det valgt å bruke et kart over horisontale bergspenninger i Norge, som vist i Figur 7-3.

Figur 7-3: Kart over bergspenninger i Norge med retning og størrelse der tunnelens plassering er markert med rød pil (Hagen, 2015).

Tunnelen går i retning øst-nordøst – vest-sørvest, og i det sør-vestlige området i Norge er det omtrent like spenninger i alle retninger. Langs Vestlandet er det relativt like horisontalspenninger nord-sør og øst-vest, og de vil være høyere enn vertikalspenningen (Hagen, 2015). Det er derfor valgt å sette K=1,5 både parallelt og ortogonalt på tunnelen, og de horisontale spenningene blir da 5337*1,5 = 8006 kPa. Det vil si at følgende spenningstilstand er bruk:

Tabell 7-9: Spenninger brukt i den numeriske analysen med størrelse og retning.

Hovedspenning*	Spenning [kPa]	Retning
σ_1	5337	Vertikalt
σ_2	8006	Horisontalt ortogonalt på tunnelaksen
σ_3	8006	Horisontalt parallelt med tunnelaksen

*Disse spenningene er ikke hovedspenninger som i største, mellomste og minste spenning, men gjengitt slik de er lagt inn i RS3.

Da tunnelen ligger relativt langt under overflaten, er det valgt å bruke konstante laster, og ikke gravitasjonslaster. I grensene av analyseområdet er det valgt å låse av i én retning, dvs øverst og nederst i området er det låst av i x-retning, og på høyre og venstre side er det låst av i y-retning. Dette gjør at man får en mer realistisk fremstilling av analysen.

Last fra svelletrykk

For et aktivt svellende materiale vil det være vanlig med svelletrykk rundt 0,5-1 MPa fra ødometertest. Fra tidligere erfaringer har det vist seg at det er rundt 10-50 % av trykket målt i laboratoriet som vil virke på tunnelveggen in-situ. For å simulere et svelletrykk er det valgt å legge et trykk på 0,1 MPa = 100 kN/m2 som virker rett på tunnelveggen fra alle kanter.

Svelletrykket ville egentlig ha kommet over tid, da det ofte tar tid før det kommer vann og tar tid før svelleprosessen aktiveres. Dette er ikke mulig å simulere i RS3, og svelletrykket vil derfor oppstå rett etter uttak av berget i analysen.

For å se på hvordan svelletrykket vil påvirke sikringskonstruksjonen er det også valgt å gjøre en sensitivitetsanalyse på svelleegenskapene. Dette er gjort ved å kjøre identiske analyser, men endre på svelletrykket. De samme stegene som tidligere er brukt, med uttak av berget og sikring i samme steg for så å sette på et svelletrykk. Det er derfor kjørt analyser med svelletrykk på 0,1 MPa, 0,25 MPa, 0,5 MPa og 1 MPa. De ulike trykkene vil gi ulikt trykk mot sikringen og dermed ulik deformasjon på bergrommet.

7.3 Steg for den numeriske analysen

Det vil i denne analysen være flere steg for å se på hvordan deformasjoner og spenninger endres ved innsetning av sikringskonstruksjon og ved svellende sleppematerialer. Det er valgt å se på følgende steg:

1. Opprinnelig tilstand av berget uten uttak av bergrom og uten svelling, referansesteg
2. Uttak av berget med montert sikring, men uten svellende trykk
3. Uttak av berget med montert sikring og med svellende trykk
4. Uttak av berget uten montert sikring og uten svellende trykk
5. Uttak av berget uten montert sikring og med svellende trykk

Dette vil kunne gi en fremstilling av hvordan sleppematerialet reagere på uttak av berg. Samtidig vil det også være mulig å se hvordan sikringskonstruksjonen holder mot det svake berget og svelletrykket.

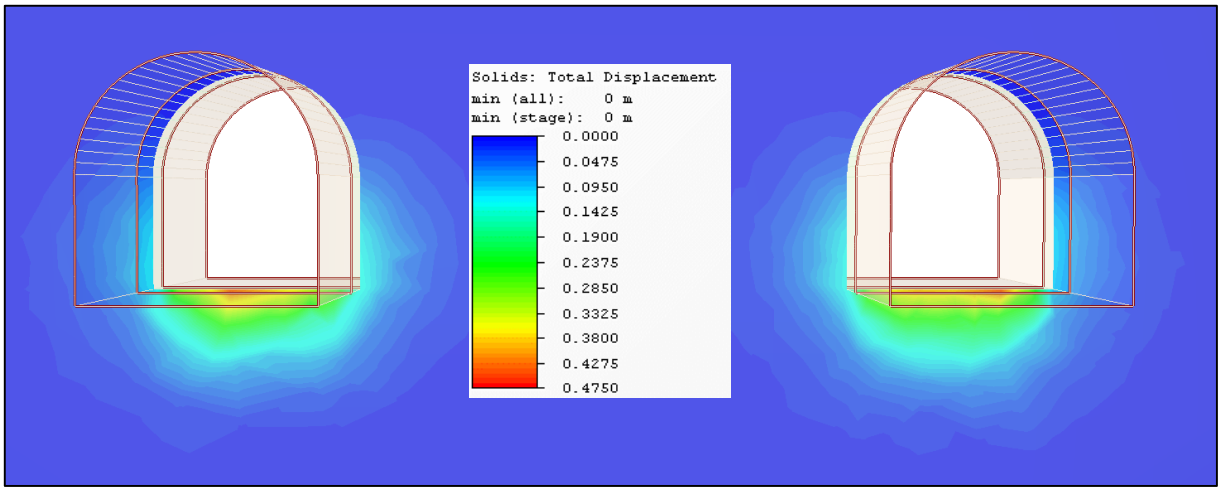
7.4 Resultater fra numerisk analyse

Fra den numeriske analysen er det valgt å fokusere på deformasjonene som oppstår i sonen med sleppemateriale. Da materialet er av dårlig karakter, vil det kunne skape store problemer selv uten svelletrykket, og store deformasjoner kan oppstå. I praksis vil dette kunne oppleves ved at blokker og større soner faller inn i tunnelen.

For å se på deformasjonene og gjøre dette enkelt sammenlignbart mellom de forskjellige modellene er det valgt å se nærmere på tre punkter. Dette er ett punkt i hengen, ett punkt i veggen og ett punkt i gulvet. I gulvet er det ikke sikret noe, men fra gulvet vil det ikke være muligheter for innrasning. Punktet i veggen er valgt slik at det er mest mulig uavhengig av den store deformasjonen som oppstår i gulvet ved flere av analysene.

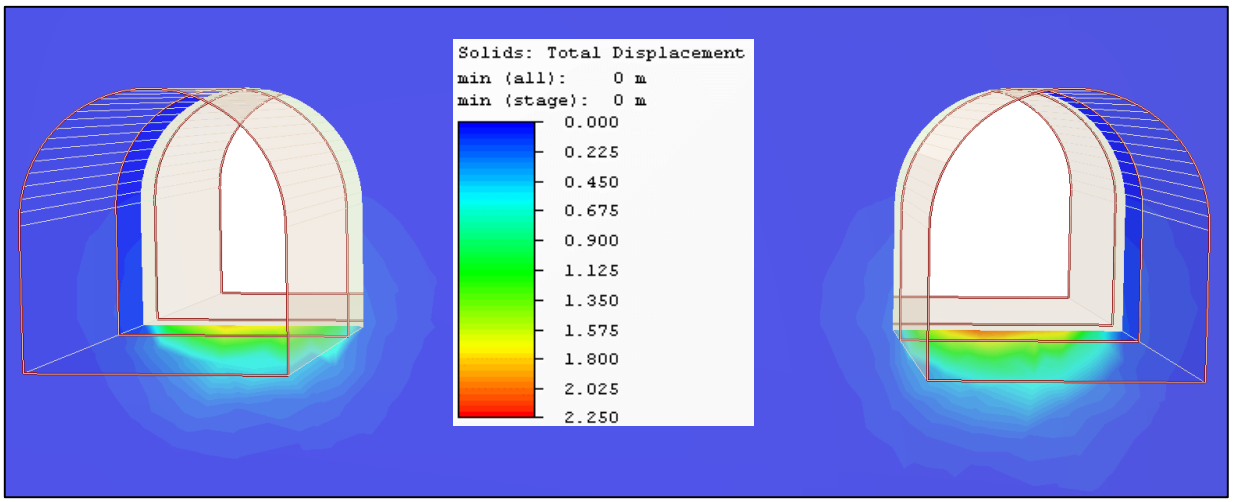
Numerisk analyse med sikring

I den første analysen som er gjennomført, et det montert sikring rett etter uttak av berget. Det er først gjort en analyse uten påført sikring og deformasjonene fra sleppesonen er vist i Figur 7-4.



Figur 7-4: Fra numerisk analyse der tunnelene er drevet og sikring montert, men uten svelletrykk. Deformasjonen i hengen er 0,005 meter, i vegg 0,05 meter, og i gulvet er deformasjonen 0,44 meter.

Videre er det tilført et trykk på 0,1 MPa ortogonalt på tunnelveggen. Dette fører til større deformasjoner, noe som er illustrert i Figur 7-5.

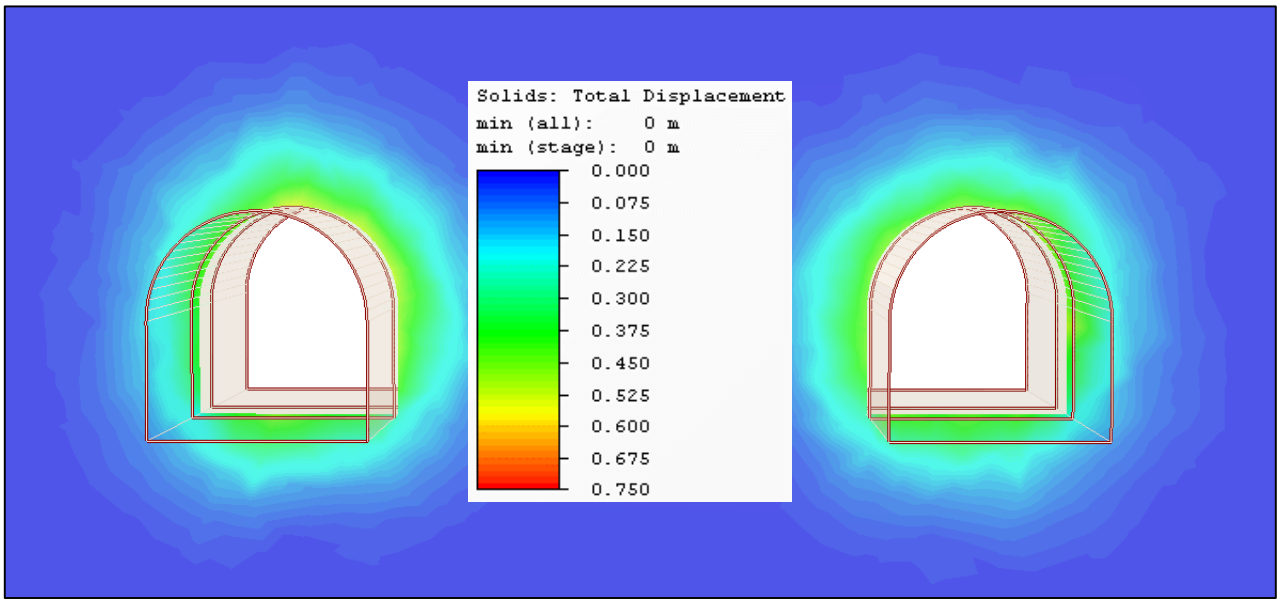


Figur 7-5: Fra numerisk analyse der tunnelene er drevet og sikring montert og svelletrykk på 0,1 MPa. Deformasjonen i hengen er 0,006 meter, i vegg 0,07 meter, og i gulvet er deformasjonen 2,03 meter.

Numerisk analyse uten sikring

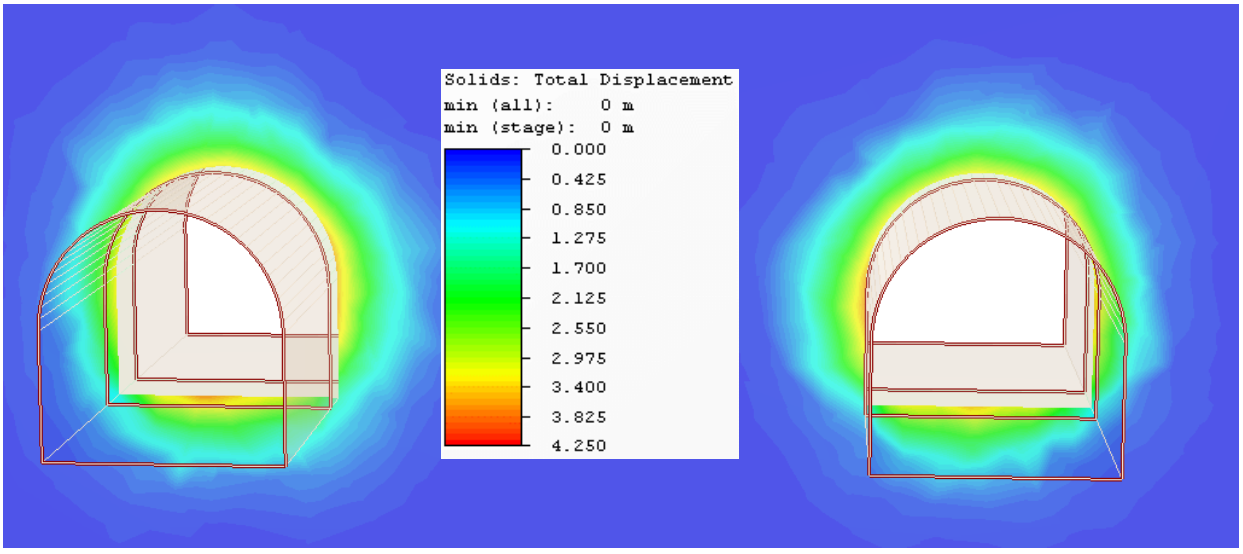
For å få et inntrykk av hvordan sleppematerialet innvirker er det gjort en analyse uten sikring også. Det er da mulig å sammenligne hvordan en tunnel med svakt sleppemateriale og svelletrykk vil virke uten sikringstiltak sammenlignet med sikringstiltak.

I Figur 7-6 er resultatene fra den første analysen uten sikring illustrert. Den viser deformasjonene fra analysen gjort i sleppematerialet uten sikring og uten svelletrykk.



Figur 7-6: Fra numerisk analyse der tunnelene er drevet uten montert sikring og uten svelletrykk. Deformasjonen i hengen er 0,50 meter, i vegg 0,45 meter, og i gulvet er deformasjonen 0,45 meter.

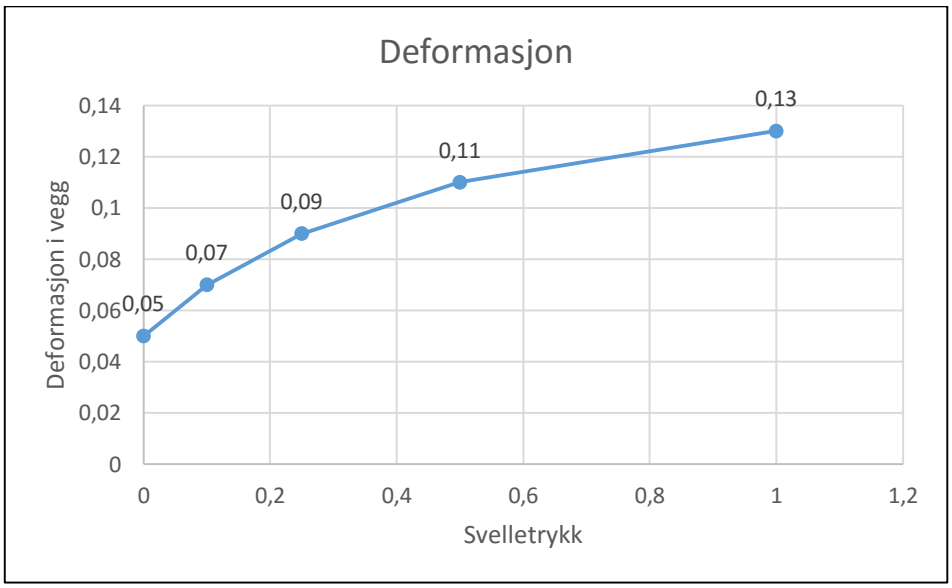
Videre er det i Figur 7-7 illustrert resultatene fra analysen i sleppemateralet som er gjort uten sikring og med 0,1 MPa svelletrykk ortogonalt på tunnelveggen.



Figur 7-7: Fra numerisk analyse der tunnelene er drevet og det har oppstått svelletrykk på 0,1 MPa, men uten montert sikring. Deformasjonen i hengen er 3,3 meter, i vegg 3,4 meter, og i gulvet er deformasjonen 3,8 meter.

Sensitivitetsanalyse av svelleegenskaper

For å se hvordan ulike svelletrykk påvirker sikringskonstruksjonen og deformasjonene ble det gjort en analyse med forskjellige svelletrykk. Det ble sett på hvordan deformasjonene var i veggen ved de forskjellige tilfellene. Hvordan deformasjonen utvikler seg er vist i Figur 7-8.



Figur 7-8: Hvordan deformasjonen i veggen varierer med økende svelletrykk.

Resultatene er lest ut fra midt på veggen, og de øvrige egenskapene er uendrede i hvert tilfelle. Deformasjonene varier fra 5 mm i tilfellet uten svelletrykk og til 13 mm ved 1 MPa svelletrykk.

7.5 Diskusjon av resultater fra numerisk analyse

Fra den numeriske analysen er det tydelig at sikringen har stor innvirkning på hvor store deformasjoner som oppstår. Dette kommer tydelig frem ved å se på forskjellene i resultater fra analysen gjort med sikringstiltak (se Tabell 7-10) og analysen gjort uten sikringstiltak (Tabell 7-11). Med sikringstiltak blir de maksimale deformasjonene i heng og vegg 0,07 meter, mens uten blir den 3,4 meter ifølge analysen. Dette tilsvarer full kollaps av bergrommet.

Fra den numeriske analysen er det også tydelig at et svelletrykk på 0,1 MPa ikke vil ha en stor økning av deformasjonen. I hengen øker deformasjonene med mindre en 1 mm, mens det i veggen vil være en endring på rundt 2 cm. Dette indikerer at sikringen som er montert vil gi god motstand mot trykket som oppstår når materialet sveller. Det ble heller ikke notert brudd på sikringen, hverken bolter, sprøytebetong eller buer.

I gulvet vil derimot deformasjonene være relativt store. Dette kommer av at det oppstår et relativt stort trykk uten at det er noen form for sikring. Det er nok ikke realistisk at

deformasjonene i en tunnel vil være like store som i den numeriske analysen som her er utført (2,04 meter), men det er muligheter for at det vil oppstå problemer.

Tabell 7-10: Deformasjoner i forskjellige punkter i sleppesonen med montert sikring.

Steg i prosessen	Heng	Vegg	Gulv
Uten svelletrykk [m]	0,005	0,05	0,44
Med svelletrykk [m]	0,006	0,07	2,04

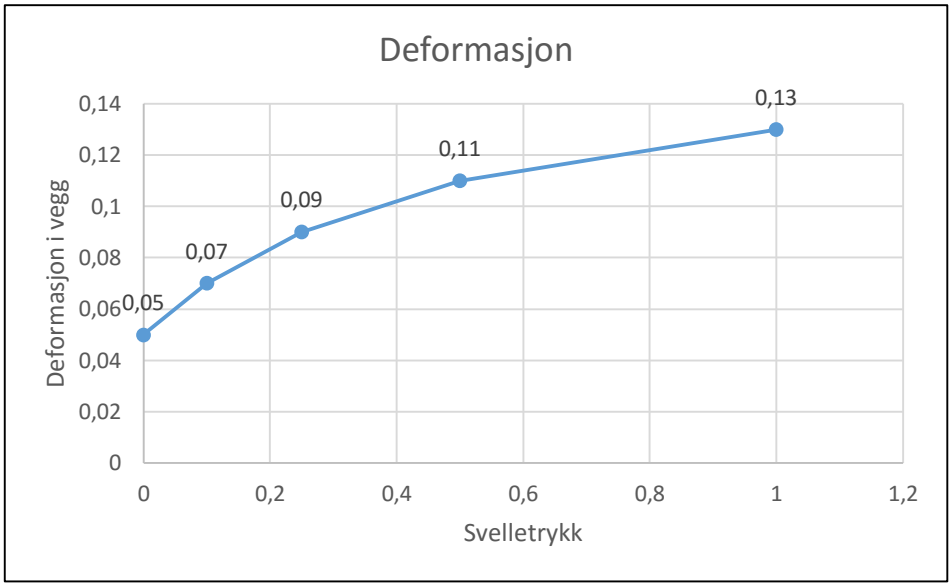
Fra resultatene i Tabell 7-11 er det tydelig at det trengs store sikringstiltak for å forhindre utrasinger og kollaps, selv uten sikringstrykket. Dette fordi massen i sleppesonen er så dårlig og har svært dårlig bergartsegenskaper. Ved en lengre sone med sleppemateriale vil en kollaps derfor mest sannsynlig oppstå hvis det ikke blir sikret hurtig etter uttak. Uten sikring og med 0,1 MPa svelletrykk vil det ut fra analysen bli deformasjoner opp mot 3,8 meter, noe som tilsvarer ras, og dette illustrerer hvilke krefter som virker.

Tabell 7-11: Deformasjoner i forskjellige punkter, uten montert sikring.

Steg i prosessen	Heng	Vegg	Gulv
Uten svelletrykk [m]	0,50	0,45	0,45
Med svelletrykk [m]	3,3	3,4	3,8

Mao (2012) har i sin doktoravhandling utført en analyse på sleppesoner med svelleleire i Endelig differanse metode programmet Flac^{3D}, utgitt av Itasca. Dette vil trolig gi noe bedre løsninger i enkelte av tilfellene som er gjort i denne analysen, fordi beregningene i Flac^{3D} blir gjort steg for steg med små tidsintervaller, og problemer med store forskyvninger og deformasjoner er lettere å analysere.

Det ble også gjort en sensitivitetsanalyse av svellegenskaper, der effekten av forskjellige svelletrykk ble testet ut. For å se på utviklingen ble deformasjonen i veggene notert, og resultatet er vist i Figur 7-9.



Figur 7-9: Deformasjon i vegg ved forskjellige svelletrykk.

Uten svelletrykk vil deformasjonen i veggene være på 5 mm, før den øker med 2 mm for hvert steg der svelletrykket er økt til 0,1 MPa, 0,25 MPa, 0,5 MPa og opp til 1 MPa der deformasjonen er 13 mm. Det vil si at det er en gradvis økning av deformasjonen, men at denne går saktere enn økningen i svelletrykk. Fra 0,1 MPa til 1 MPa er det en tidobling i svelletrykket, mens deformasjonen øker med det tredobbelte. Fra 0,5 MPa til 1 MPa er det også samme utvikling, der det er en dobling av svelletrykk, mens deformasjonen øker med rundt 20 %. Dette vil også kunne stemme med hvordan buer virker i virkeligheten, da berget har lite samvirke med buene like etter de er montert og vil øke etter hvert som berget deformerer seg.

Fra denne analysen er det tydelig at så lenge det er en sterk sikring etablert, vil ikke svelletrykket klare å påvirke deformasjonen i veldig stor grad. Dette kan tyde på at det er det dårlige berget som oppstår i sleppesoner som er mest farlig med tanke på utrasinger. Deformasjonen uten svelletrykk kan også tyde på dette, da det er 5 mm deformasjon før det i det hele tatt er noe som helst svelletrykk. Svelletrykk kan gi det lille ekstra trykket som trengs for at et ras skal oppstå.

Et viktig poeng med denne analysen er hvor mye av svelletrykket som er målt i laboratoriet som faktisk vil innvirke i en tunnel. En måling på 1 MPa svelletrykk i ødometertest vil ikke tilsvare 1 MPa svelletrykk på tunnelsikringen. I sin hovedoppgave har Tyssekvam (1996) intervjuet noen som mener det er 10 % av svelletrykket fra ødometer som vil oppstå in-situ, mens professor Bjørn Nilsen nevner at opp mot 50 % er brukt. Under driving av Finnfast undersjøisk tunnel ble det montert målere for å finne trykket mot sikringen. Her viste det seg at trykket mot sikringen var ganske likt svelletrykket som ble målt i laboratoriet. Svelletrykket i laboratoriet etablerte seg på 0,2 MPa, noe trykket på sikringskonstruksjonen også gjorde (Mao

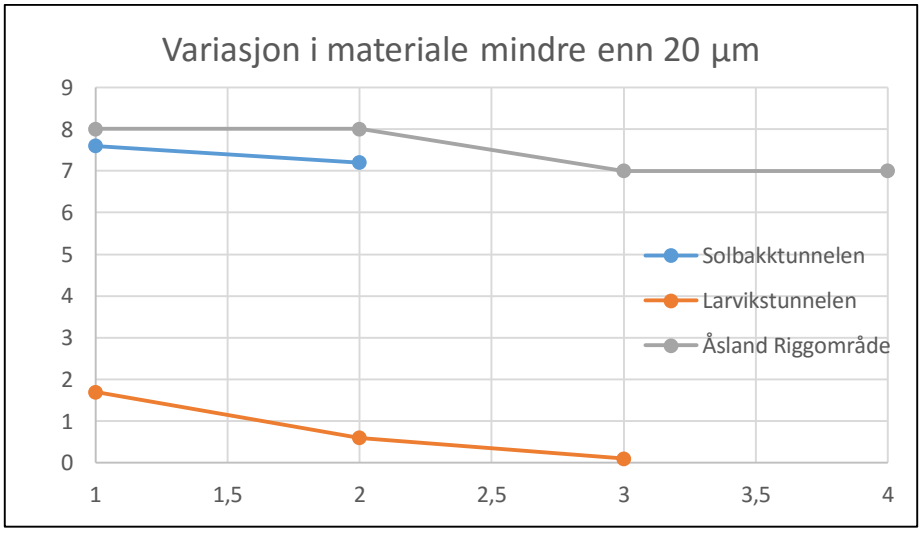
et al., 2011). Andre usikkerheter for tester i laboratoriet er skrevet om i kapittel 4.6, som omhandler usikkerheter ved laboratorieforsøkene.

8 Analyse / diskusjon

I dette kapitelet vil resultatene fra laboratoriearbeidene, dimensjoneringskriterier som benyttes for sikring mot svelleleire og resultater fra den numeriske analysen bli gjennomgått og diskutert. Målet med dette er å samle resultatene fra de ulike analysene som er foretatt og se hvordan de sammen kan brukes til å se hvor ofte det bør prøvetas og hvordan resultatene fra forsøkene som utføres kan brukes til å dimensjonere sikring.

Ved innhenting og preparering av prøver er det flere usikkerheter som er vanskelig å fjerne og som må tas hensyn til ved tolkning av laboratorieresultater. Testingen foregår for eksempel bare på partiklene som er mindre enn 20 µm, mens resten av prøven sees bort ifra. Videre testes det på tørre prøver som tilsettes destillert vann, mens leiren in-situ allerede kan være fuktig når den får tilgang på mer vann og vannet mest sannsynlig vil inneholde ioner.

Ved test av fri svelling og svelletrykk ved ødometer brukes kun partikler mindre enn 20 µm. Det ble derfor testet hvor mye av prøvematerialet som var i denne fraksjonen. Det var ikke alle prøveserier som ble testet for dette, men de som ble testet er sammenstilt i Figur 8-1. Her er hver av prøvelokasjonene vist på x-aksen (1, 2, 3 og 4), mens andel materiale mindre enn 20 µm er vist i prosent på y-aksen. Det er da ikke tatt hensyn til avstanden mellom prøvelokasjonene, som er varierende fra tunnel til tunnel.

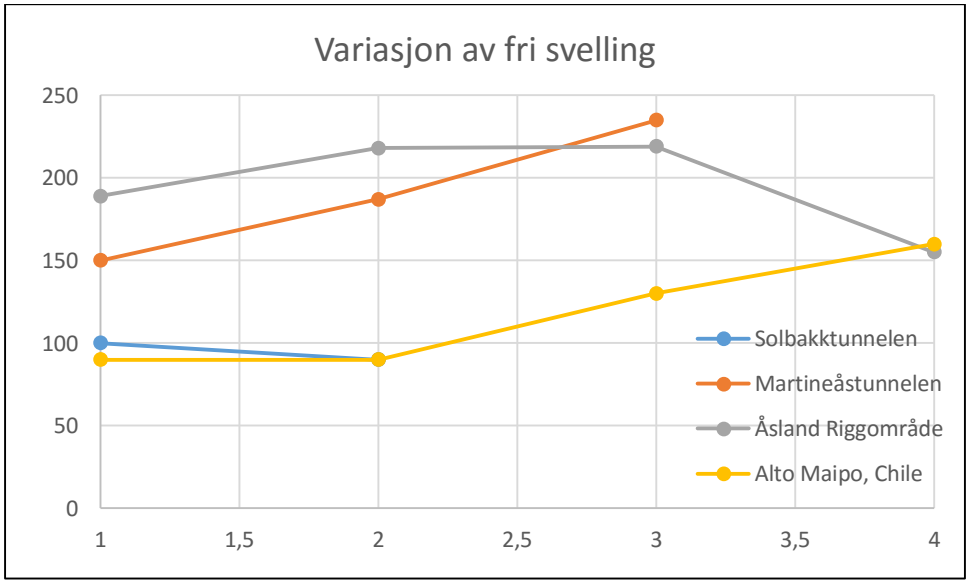


Figur 8-1: Graf som viser variasjonen av materiale mindre enn 20 µm.

Ved å fremstille prøvene i en graf er det lett å se variasjonene fra prøvelokasjonen til prøvelokasjon ved å se hvordan grafen svinger. For de prøvene som er testet for materialer mindre enn 20 µm er det relativt liten variasjon i resultatene, og det kan tyde på at mengden små korn varierer lite over en sone. Samtidig er det veldig få prøver dette ble testet på, og

resultatet er derfor noe usikkert. Det er også interessant å se hvor stor forskjell dette innholdet er fra prøve til prøve. I Larvikstunnelen er det ved under 2 % for alle tre prøvene og ned under 0,2 % for en prøve, mens det ved Åsland riggområde er over 7 % for alle de fire prøvene. Ved in-situ forhold vil det derfor være mer svelling i sonen fra Åsland enn i sonen ved Larvik ved ellers like forhold.

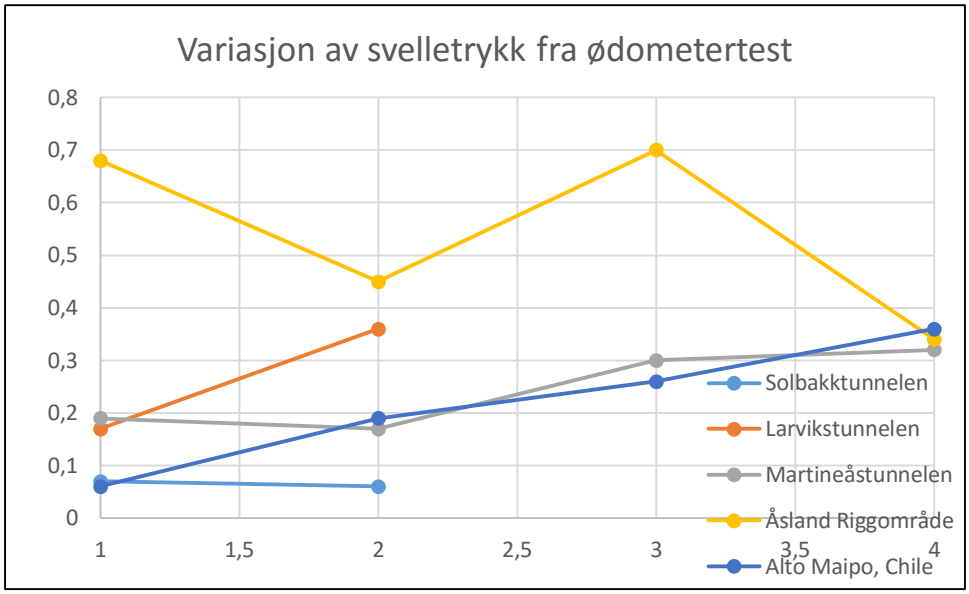
Videre ble de fleste prøvene testet for fri svelling. Dessverre var det ikke nok innhold av finstoff i alle prøvene, og alle kunne ikke bli testet. Resultatene fra de som ble testet er vist i Figur 8-2, der resultatet fra fri svelling er vist på y-aksen og prøvelokasjonene på x-aksen.



Figur 8-2: Grafer som viser variasjonen av fri svelling.

Ved testing av fri svelling var det en del variasjoner. Dette gjelder blant alle lokasjonene der det ble hentet prøver som var middels aktive og aktive. De mest interessante prøvene her er prøvene fra Åsland Riggområde og Martineåstunnelen, da disse har høye resultater og er middels til meget aktive. Spesielt i Martineåstunnelen er der store variasjoner, og resultatene går fra 150 % til 235 % fri svelling. Dette viser at det kan være store variasjoner innenfor samme sone, og tyder på at egenskapene endrer seg.

Test av fri svelling er kun en indekstest, og resultatene sier dermed kun noe om hvilke svellekategori materialet befinner seg. Dette er imidlertid vanskelig å benytte til å dimensjonere sikring en svellende sone. Svelletrykk fra ødometertest er også en indekstest, men resultatene vil i noe større grad kunne benyttes til dimensjonering av sikring, da testen gir et svelletrykk. Alle prøver ble derfor testet for svelletrykk, og resultatene er sammenstilt i Figur 8-3.



Figur 8-3: Grafer som viser variasjonen av svelletrykk fra ødometertest.

Fra testen av svelletrykk ved ødometerappratur viser det seg at de fleste prøvene har relativt store variasjoner fra lokasjon til lokasjon. Ved de fleste tunnelene ser det ut som det er en økende trend utover fra prøve til prøve. Dette kan komme av at man har oppdaget en sone man tenker kan være svellende og dermed begynner å teste, og så blir den mer svellende utover. Det kan også være andre årsaker til dette eller det kan være tilfeldig. Resultatene fra Åsland riggområde viser ikke denne tendensen, da resultatene her varierer opp og ned. At resultatene fra denne testen er så varierende var noe overraskende, men viser at egenskapene varierer.

Det har gjennom laboratorieundersøkelsene vist seg at det oppstår store variasjoner av egenskaper innenfor samme sleppesone, og tidligere studier viser at det også er enkelte variasjoner innenfor samme lokasjon. I denne oppgaven er variasjonene innenfor en svellende sone testet, og det er foretatt analyser av prøver som er tatt noen få meter fra hverandre og flere hundre meter fra hverandre i samme sone.

Analysen viser at det må tas prøver som testes gjennom hele sonen for å være siker på om materialet er aktivt eller om det ikke er behov for ekstra sikringstiltak. Dette for å forsikre seg om at hele sonen blir sikret godt nok, og at det ikke er enkelte soner som er sikret for dårlig. Hvor hyppig det bør testes kommer an på om det er endringer når det gjelder sammensetning av materialet i sonen. Er det lite endringer, bør det monteres sikring som gjør at man er på den sikre siden og unngår stort svelletrykk på en dårlig sikringskonstruksjon.

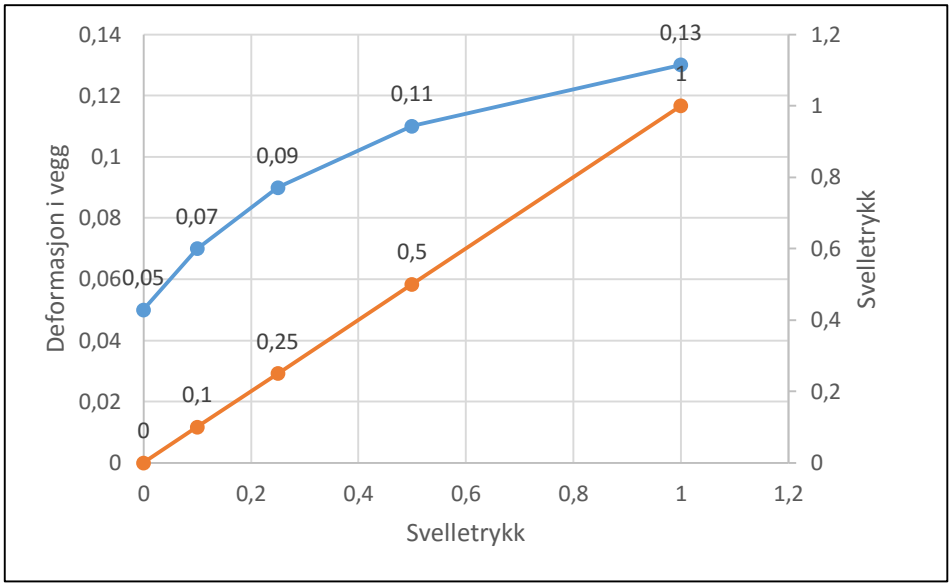
En faktor som gjør testing av svelleleire og sikring mot svelletrykk i vanskelig i praksis er at det tar tid å sende inn prøver til analyse, mens tunnelen må drives videre. Dette gjør at det ofte

drives forbi den mulige svellende sonen, og at man går tilbake og ser på resultatene fra laboratorieanalysene og bestemmer og monterer permanentsikring i ettertid. Det er imidlertid slik at hvis det først må sendes inn en prøve, er det liten tidsforskjell på å få svar på ytterligere prøver ut over dette. Å sende inn flere prøver fra samme sone vil derfor gjøre dimensjonering av sikringen enklere, uten at det går veldig ut over drivetiden.

For dimensjonering av sikring er det kun vegvesenets Håndbok N500 Vegtunneler som sier noe direkte om dimensjonering av sikring mot svelleleire. Dette gjelder kun soner over to meter og svelletrykk større enn 0,5 MPa målt ved ødometertesting, og det skal da brukes betongutstøpning. En sone med målt svelletrykk på 0,4 MPa fra laboratoriet vil dermed ikke ha noen direkte dimensjoneringskriterier å følge, men vil kunne skape store problemer. Videre er det forslag til sikring mot svelleleire i håndbok fra NFF, og Q-systemet har enkelte parametere som tar hensyn til svelleleire. I den numeriske analysen er det valgt tett bolting, 20 cm sprøytebetong og armerte betongbuer.

Fra den numeriske analysen er det flere aspekter som er interessante i forhold til valg av sikring og dimensjonering av denne. Det er også spennende å koble denne opp mot resultatene fra prøveanalysene som er gjort. En av resultatene fra den numeriske analysen var at det uten sikring vil gi en kollaps av bergrommet. Dette kommer av den svekkede bergmassen som oppstår i en sleppesone, som gjør at det vil oppstå et større trykk på sikringskonstruksjonen og at bergmassenes selvbærende effekt vil svekkes.

Ved god sikring med tett bolting, tykkere lag med sprøytebetong og med armerte sprøytebetongbuer er det imidlertid en forsvarlig deformasjon som oppstår (rundt 5 cm i vegg). Analysen viser at denne først og fremst oppstår som følge av det svake berget. Deformasjonen vil imidlertid øke med et høyere svelletrykk, mens deformasjonsøkningen avtar når svelletrykket økes. Dette kommer tydelig frem i Figur 8-4 der deformasjoner som oppstår er plottet mot svelletrykk. Svelletrykket er også plottet inn på y-aksen i egen skala for å se hvordan den øker samtidig som deformasjonsøkningen flater ut.



Figur 8-4: Deformasjon i vegg plottet mot svelletrykk. Her er også svelletrykket plottet på y-aksen.

Erfaringene fra denne oppgaven kan også sees i sammenheng med de tidligere prosjektene det har oppstått ras ved i sleppesoner. Der det har vært sikret godt har det ikke oppstått problemer med utrasing, og tunnelene har ikke har problemer med ras. I tunnelene med problemer derimot har det vært målt middels aktivt sleppemateriale og ikke vært sikret godt nok mot dette. Det har vist seg at det lille ekstra trykket som oppstår mot sikringskonstruksjonen er det som skal til for å fremprovosere et ras.

9 Konklusjon

Svelleleire er et vanskelig materiale å jobbe med, og det er flere faktorer som spiller inn når det skal dimensjoneres sikring mot svellende mineraler. Gjennom arbeidet med denne oppgaven er det kommet frem flere faktorer som forhåpentligvis kan hjelpe til å forstå egenskapene bedre og dermed kunne ha et bedre grunnlag for å dimensjonere sikring. Konklusjonene i oppgaven er gjort på grunnlag av arbeidet som er gjort ved befaring i felt, preparering og testing i laboratoriet og ved numeriske analyser, og etter analysene i oppgaven er det kommet frem til følgende konklusjoner:

- Ved prøvetaking og preparering av mulig svelleleire er det flere prosesser som gjør at egenskapene til prøvematerialet blir endret. Blant annet er det kun partiklene under 20 µm som benyttes ved testing av fri svelling og svelletrykk ved ødometertest. Dette medfører at før testene i det hele tatt er startet, er prøvens sammensetning struktur og oppbygning forandret. Disse forholdene vil gi resultater på laboratorietester, men in-situ kan alle partikkelstørrelse fortsatt finnes.
- På grunn av den store usikkerheten som knyttes til testing av svelleegenskaper bør disse tolkes konservativt når det skal dimensjoneres sikring. Det er også flere andre faktorer som kan tas inn for å bestemme hvor konservativt resultatene skal tolkes. Blant de viktigste er: Mektighet på sonen, orientering på sonen, mulighet for sleppematerialet til å svelle før trykket når sikringskonstruksjonen og dimensjoner på bergåpningen. Det finnes også flere indre og ytre faktorer som vil påvirke in-situ svelletrykk, men ikke i like stor grad.
- Det er innenfor samme sone betydelige endringer i egenskaper. Dette gjør at det ved testing av soner med en viss størrelse bør tas flere prøver for å se hvordan egenskapene endrer seg. Hvor ofte bør vurderes ut fra den visuelle homogeniteten i sonen, men denne analysen viser at det kan oppstå store endringer på bare noen få meter.
- Det finnes i dag få dimensjoneringskriterier for sikring mot svellende leire. Det eneste dimensjoneringskriteriet er fra Statens vegvesen og gjelder for soner større enn 2 meter og med høyere enn 0,5 MPa svelletrykk målt ved ødometertest. En sikring med tett bolting, tykk sprøytebetong og armerte betongbuer vil også være en god løsning for tilfeller med svellende materialer og vil gi en forsvarlig deformasjon.
- Ved en økning av svelletrykk vil deformasjonen på tunnelperiferien øke. En dobling av svelletrykk vil imidlertid ikke føre til en dobling av deformasjon, og det viser seg at økningen i deformasjon vil avta etter hvert som trykket på tunnelperiferien økes.

Dette viser at svelleleire er et vanskelig tema å jobbe med, men samtidig er det ikke mange ulykker som har skjedd. Blant de ulykkene som har skjedd er det ikke registrert spesielt høye svelletrykk, men svelling sammen med andre faktorer har ført til ras. Det er viktig å lære av disse for å unngå problemer i fremtiden og å fortsette utviklingen og kunnskapen rundt temaet.

10 Videre arbeid

For å få enda bedre kunnskap rundt temaet svelleleire er det fortsatt mye som kan gjøres. Etter å ha gjort en del arbeid i laboratoriet i denne perioden er det første som slår meg at arbeidet Ingvar Ove Tyssekvam gjorde i sin oppgave med en ny prøveapparatur er veldig interessant. Dette fordi det under preparering på prøven gjøres flere operasjoner som vil ha stor innvirkning på prøveresultatene, og ved den nye apparaturen vil flere av usikkerhetene forsvinne. En videre uttesting av denne vil derfor være interessant.

Det bør også komme flere retningslinjer for hvordan man sikrer ved svellende soner. NFF (2008) skriver om forslag til hvordan man kan sikre, mens Q-systemet (Barton et al., 2013) også tar noe hensyn til svelling ved enkelte parametere. Den eneste klare litteraturen for sikring av svelleleire kommer fra vegvesenets håndbok N500, men gjelder kun for soner over to meter og svelletrykk større enn 0,5 MPa fra ødometeranalyse. En utvidelse av dette med en tabell som tar en sones bredde (og eventuelt orientering) og svelletrykk fra ødometer vil gjøre dette bedre og gjøre det lettere å vite hvordan man skal sikre svelleleire. Her bør det også skrives noe om hvordan prøvene skal tas i felt, slik at dette blir mer standardisert.

For videre arbeid er det også interessant med flere studier der det ses på svelletrykk fra laboratoriet og hvordan denne kan kobles mot in-situ svelletrykk. Dette vil imidlertid være et meget tidkrevende og omfattende arbeid. Det må blant annet brukes tid på å finne en god måte å teste svelletrykket in-situ på som ikke er for kostbar og som kan gjentas flere ganger for verifisering av resultatene.

En studie på friksjonsvinkel av svellende materiale hadde også vært spennende for å få større kunnskap om egenskaper i sleppesoner. Det har vist seg at der det har rast, har ikke svelletrykket vært veldig stort, men i kombinasjon med andre ting har det ført til utrasing. En av de tingene som mest sannsynlig har ført til dette, er den lave friksjonsvinkelen i leira, og en studie av hvordan denne er kan være interessant.

11 Kilder

Barton, N., Grimstad, E. & Løset, F. 2013. *Bruk av Q-systemet,* Oslo: NGI.

Bollingmo, P., Nilsen, B. & Nordgulen, Ø. 2007. *Raset i Hanekleivtunnelen 25. desember 2006 - Rapport fra undersøkelsesgruppen,* Trondheim/Oslo: Vegdirektoratet.

Dahl, F., Hagen, S. & Holmøy, K. 2013. Utvikling innenfor testing av svelleegenskaper - testapparaturer og metodikk - svelleleirer og bergarter *Fjellspregningsdagen.* Oslo: Norsk forening for fjellspregningsteknikk.

Eidsmo, J. A. 2016. *Forenklet oversikt over berggrunnen i Norge*. Gyldendal. Tilgjengelig fra: http://web2.gyldendal.no/undervisning/felles/pixdir20/?archive=geo&menuitem=menu_2&resultsource=menu_2&detailsource=image_48 [Hentet 22.05 2016].

Evers, H. 2016. *Mailkorrespondanse mellom forfatter og Holger Evers,* Mail mottatt 09.05.2016.

Gammelsæter, B. 2016. *Vedlegg i mail fra Bjørnar Gammelsæter,* Mail mottatt 15.01.2016.

Hagen, S. A. Bergspenningsmålinger - muligheter og begrensninger. Anvendt Bergmekanikk, 2015 Trondheim.

Holtz, W. G. & Gibbs, H. J. 1956. Engeneering properties of expansive clays. *Trans. ASCE,* Vol. 121**,** s. 641 - 633.

Høien, A. H. 2016. *Vedlegg i mail fra Are Håvard Høien,* Mail mottatt 14.01.2016.

Jernbaneverket 2014. Access Tunnels Åsland Engeneering Geology. Oslo: Jernbaneverket.

Mao, D. 2012. Analysis of Rock Support Performance for Tunnelling in Weakness Zones Containing Swelling Clay.

Mao, D., Nilsen, B. & Lu, M. 2011. Analysis of loading effects on reinforced shotcrete ribs caused by weakness zone containing swelling clay. *Tunnelling and Underground Space Technology,* 26**,** 472-480.

Myrvang, A. 2001. *Bergmekanikk,* Trondheim: NTNU - Innstitutt for geologi og bergmekanikk.

NFF 2008. *Tung bergsikring i undergrunnsanlegg,* Oslo: Norsk forening for fjellsprengningsteknikk.

Nilsen, B. 2011. Cases of instability caused by weakness zones in Norwegian tunnels. *The official journal of the IAEG,* 70**,** 7-13.

Nilsen, B. 2014. Forelesningsnotater i Ingeniørgeologi grunnkurs - Uke 39 - Svakhetssoner, sleppematerialer. Trondheim: NTNU.

Nilsen, B. & Broch, E. 2012. *Ingeniørgeologi-berg grunnkurskompendium,* Trondheim: Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.

Nilsen, B., Mao, D. & Dahl, F. Laboratory Testing of Swelling Gouge From Weakness Zone-Principle And Recent Update. 45th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, 2011. American Rock Mechanics Association.

Norconsult 2012. Ingeniørgeologisk rapport for konkurransegrunnlag - Entreprise E03 Solbakktunnelen fra Hundvåg Stavanger: Statens Vegvesen.

Norsk Bergmekanikkgruppe 1985. *Handbook,* Oslo: The Group.

Olesen, O. 2004. Problemene skyldes dypforvitring. *GEO,* No. 7**,** 18-20.

Olesen, O., Dalsegg, E., Elvebakk, H., Gellein, J. & Rønning, J. S. 2007. Dypforvitring i Oslo-regionen: påvisning og oppfølgende undersøkelser.

Rokoengen, K. 1973. *Svelleegenskaper hos leirsoner i fjell : Emnet for den vitenskapelige avhandling til den tekniske licentiatgrad ved Universitetet i Trondheim Norges Tekniske Høgskole,* Trondheim: NTH.

Sandvik, K., Digre, M. & Malvik, T. 1999. *Oppredning av primære og sekundære råstoffer,* Trondheim: Tapir.

Seed, H. B., Woodward, R. J. & Lundgren, R. 1962. Prediction of swelling potential for compacted clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division,* Desember 1962.

Selmer-Olsen, R. 1976. *Ingeniørgeologi Del 1,* Trondheim: Tapir.

Selmer Olsen, R. 1985. *Metode for bestemmelse av dimensjonerende svelletrykk,* Oslo.

Statens Vegvesen 2010. *Vegtunneler - Håndbok N500,* Oslo: Statens vegvesen.

Statens Vegvesen 2014. *Håndbok R210 - Laboratorieundersøkelser* Oslo: Statens Vegvesen.

Tijhuis, L. 2016. *Samtale mellom forfatter og Laurentius Tijhuis,* Dato for samtale: 24.05.2016.

Tyssekvam, I. O. 1996. *Svakheitsoner i tunnel Romeriksporten - Prøvetaking og karakterisering av sleppemateriale,* Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU).

Visnes, G. 2016. *Opplæring av i laboratoriet av Gunnar Vistnes,* Opplæring gitt uke i 10.

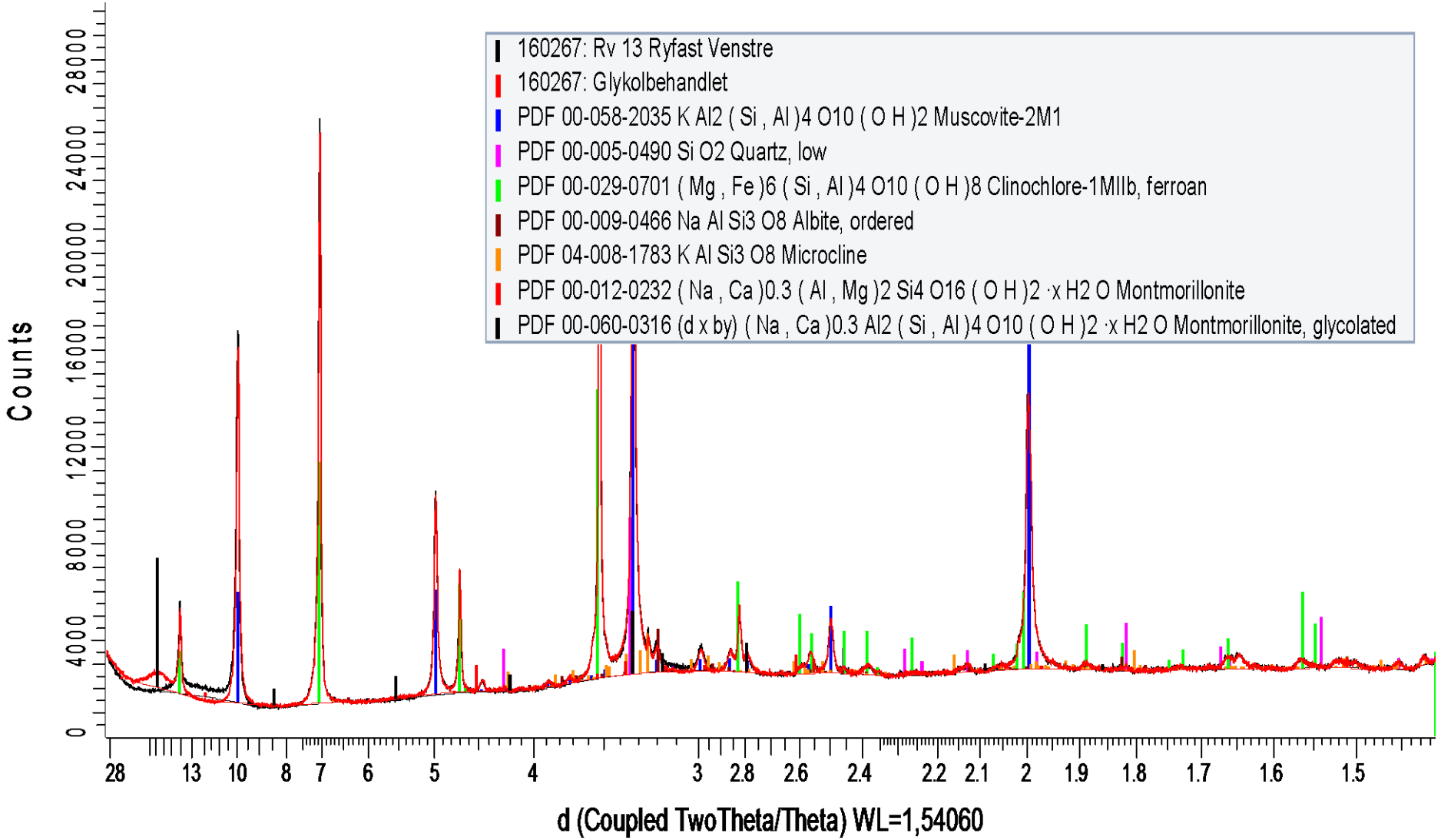
Wiik, S., Heggstad, S. & Øyvik, M. 2013. *E18 Bommestad - Sky Ingeniørgeologisk rapport for byggeplan,* Oslo: Rambøl.

Vedlegg

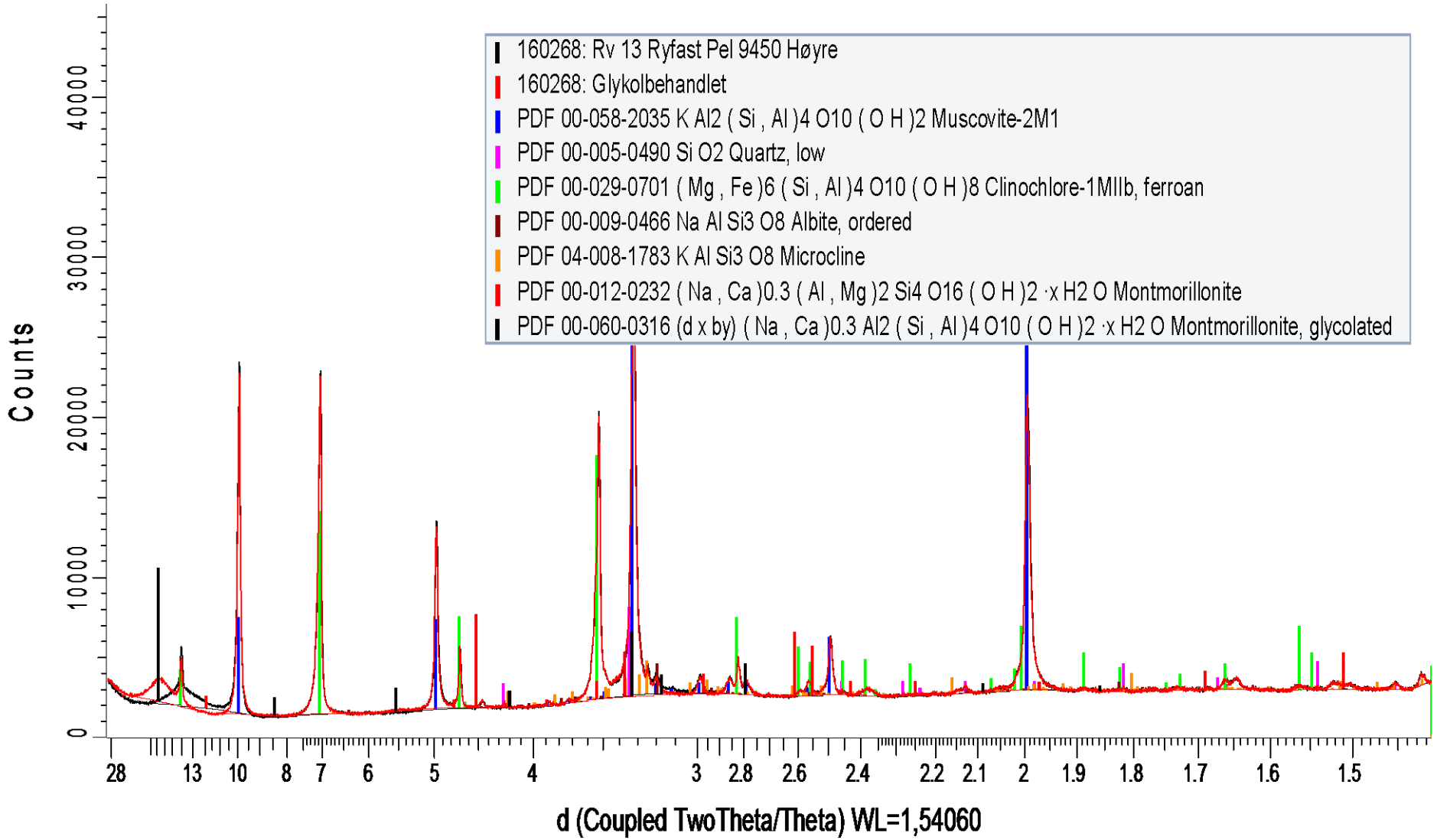
Vedlegg A: Bilde av prøvemateriale i prøveskap under preparering

Vedlegg B: Resultater fra XRD-analyse

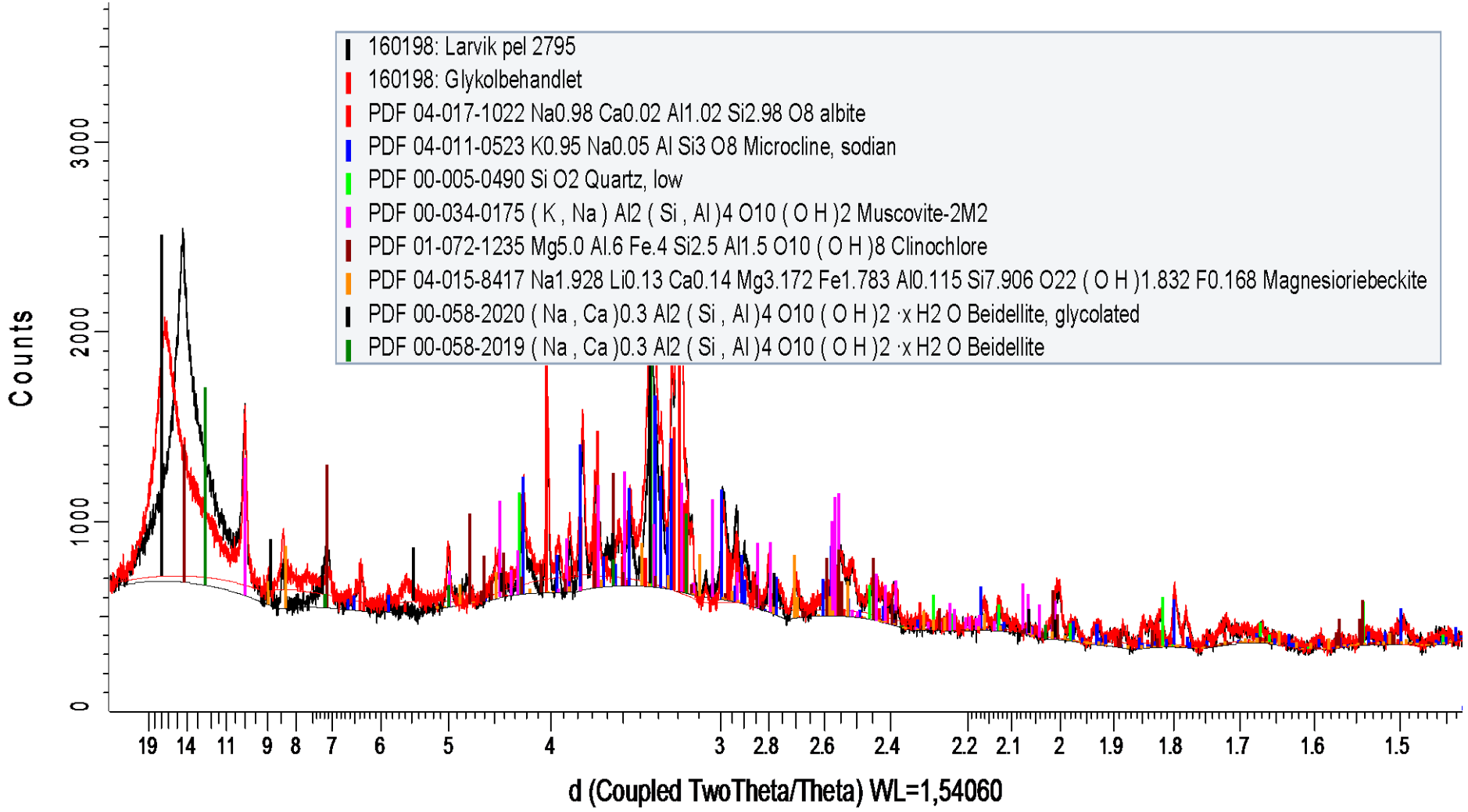
160267: Rv 13. Ryfast Sørgående (Venstre), < 6 µm



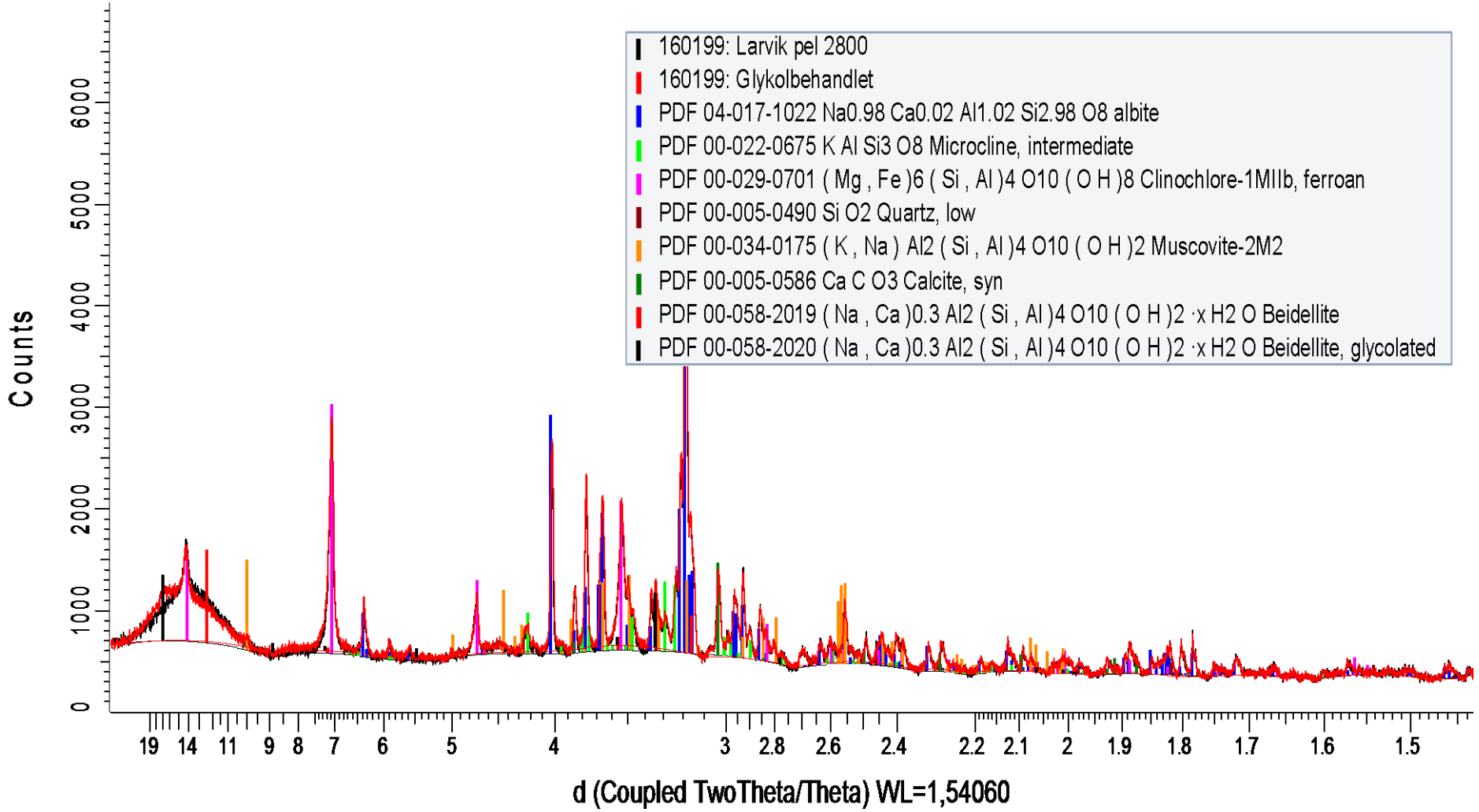
160268: Rv 13. Ryfast Pel 9450 Nordgående (Høyre), < 6 µm



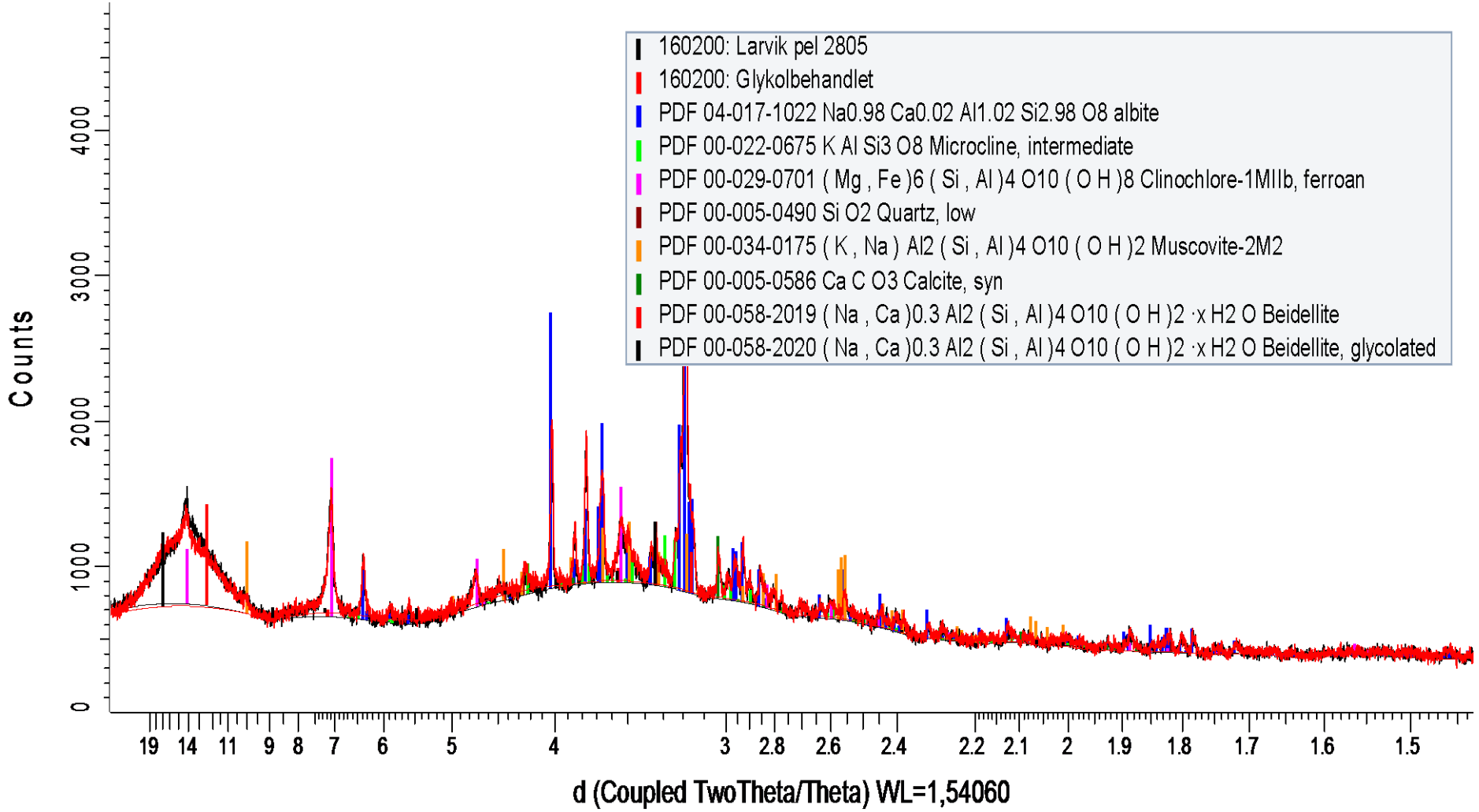
160198: Larvik pel 2795, < 6µm



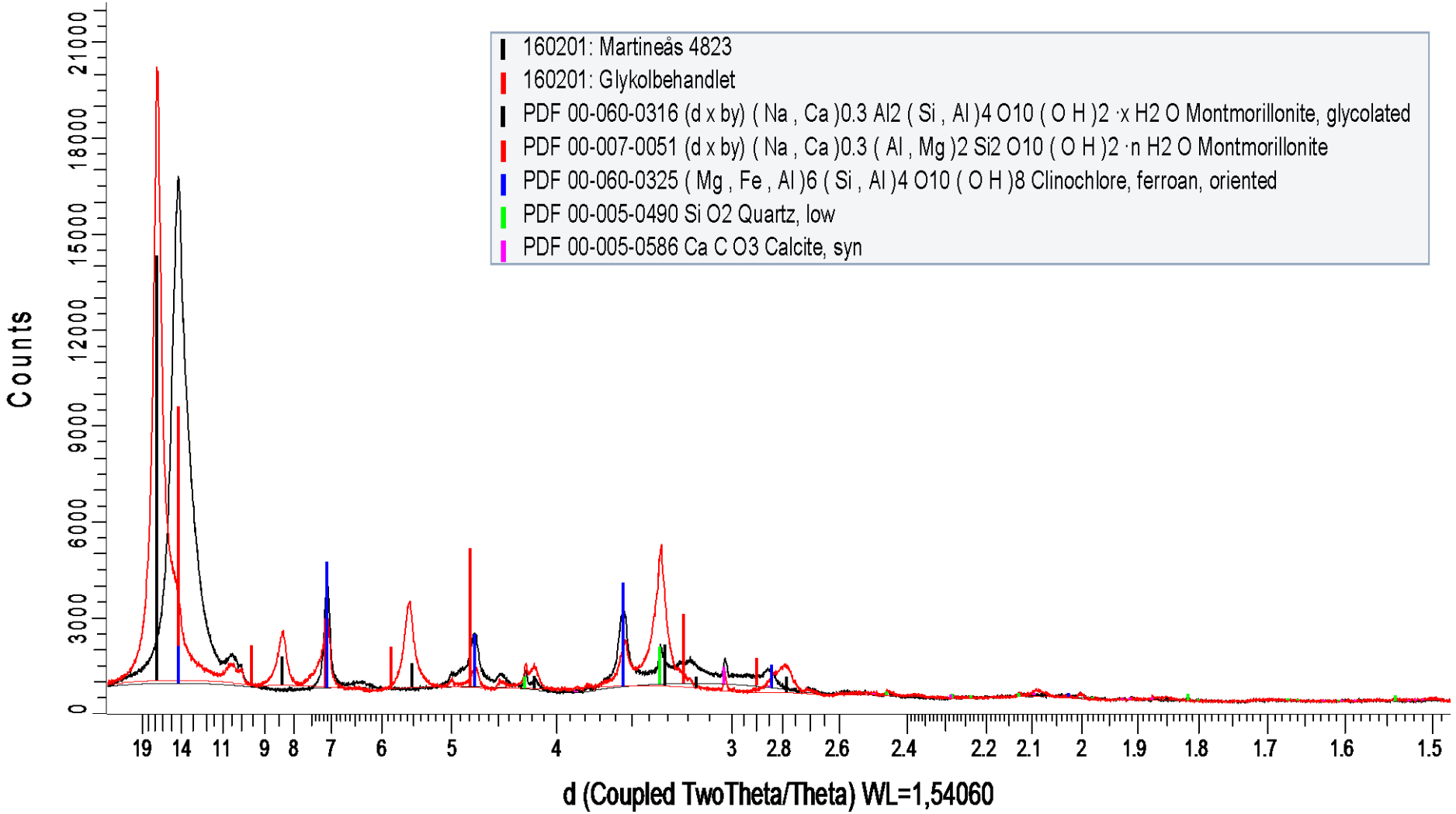
160199: Larvik pel 2800, < 6µm



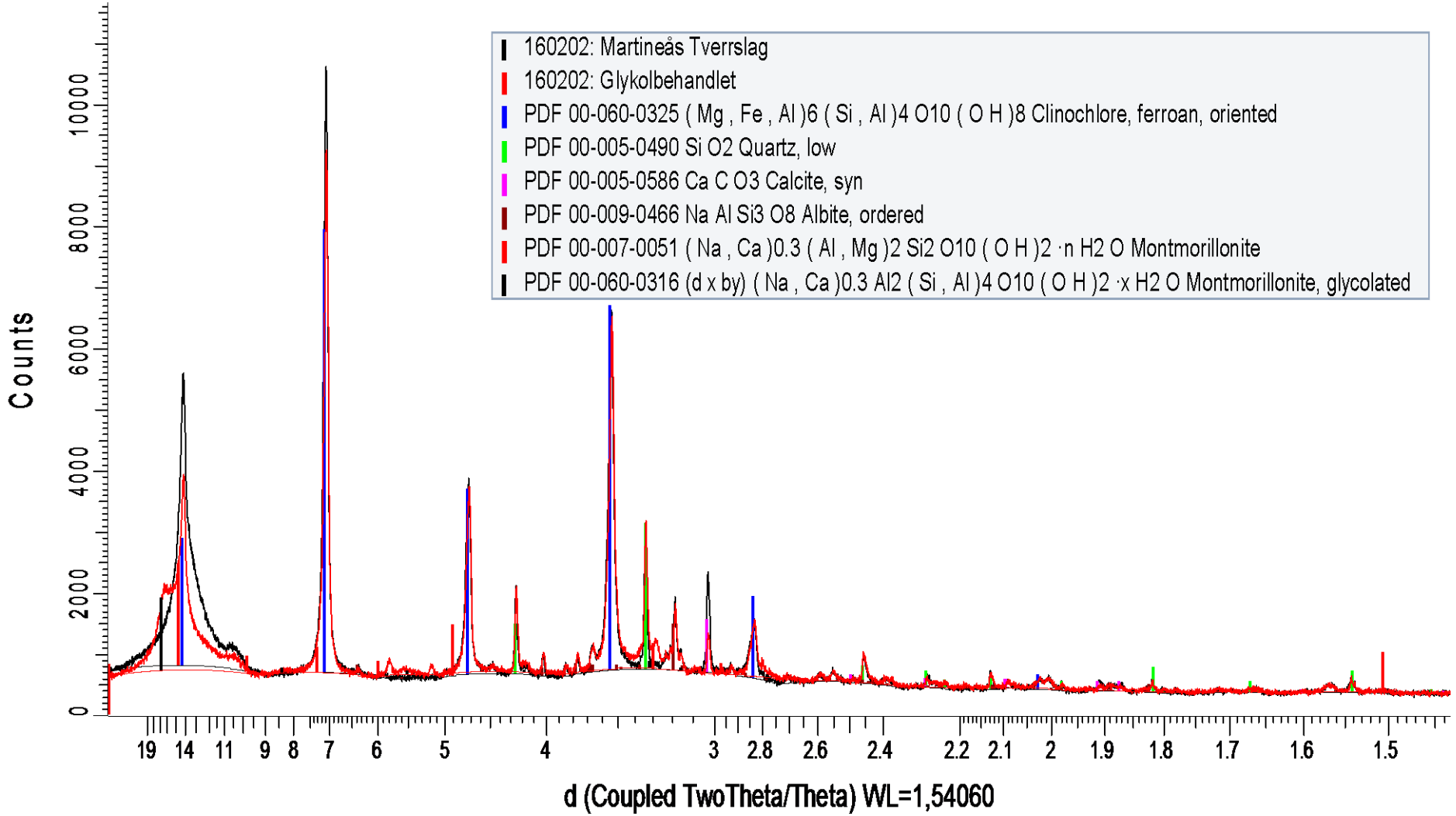
160200: Larvik pel 2805, < 6µm



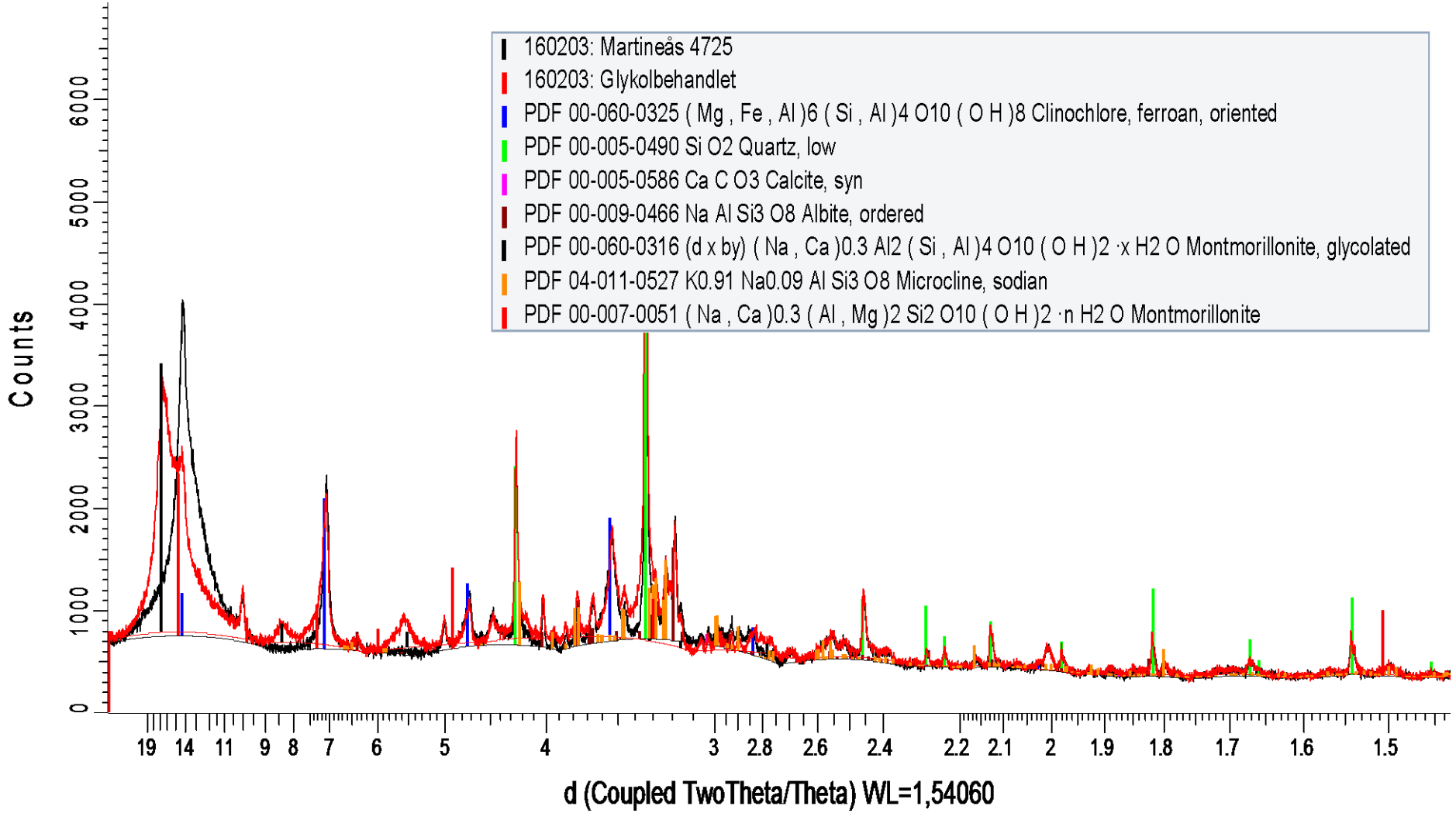
160201: Martineås 4823, < 6µm



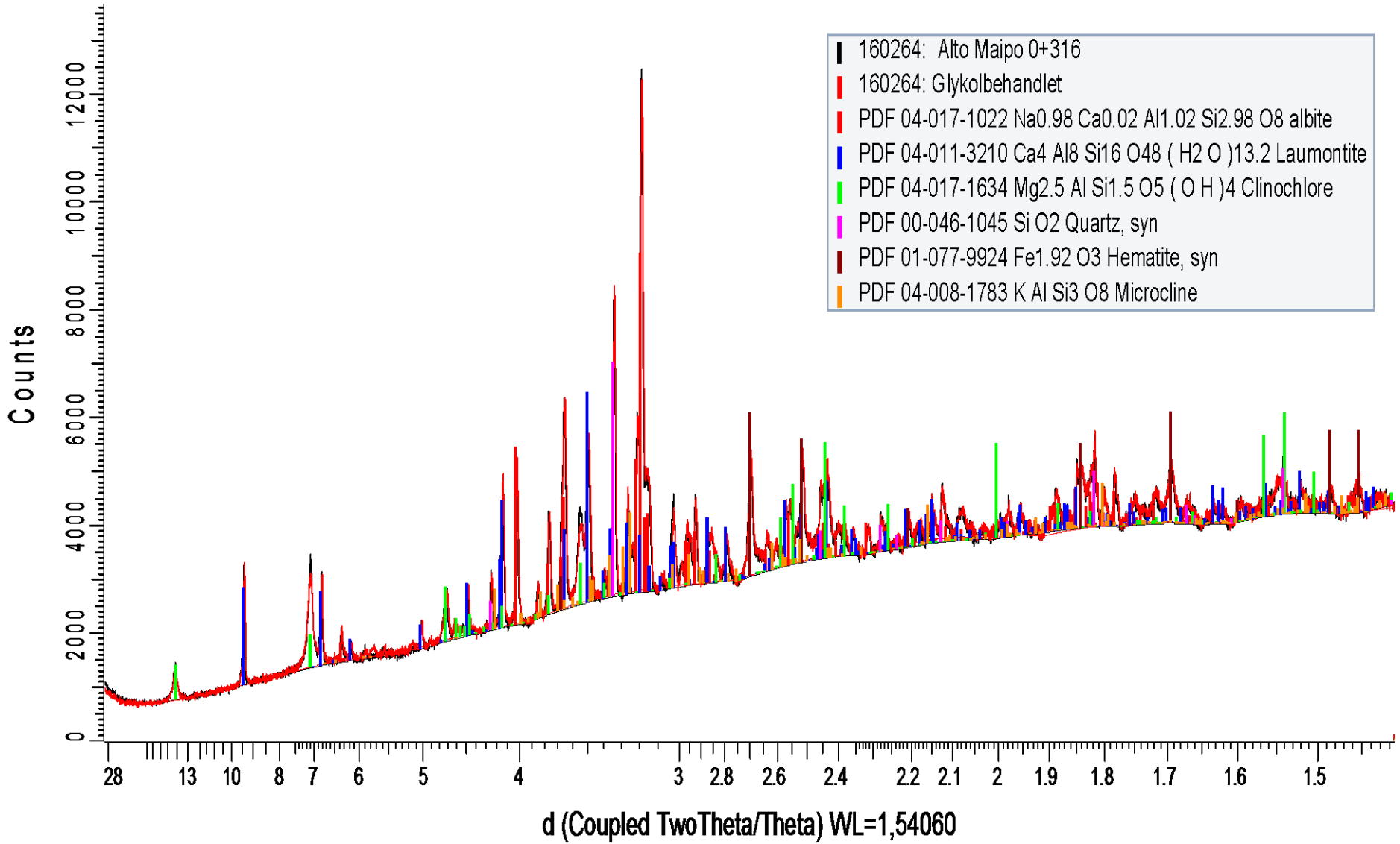
160202: Martineås Tverrslag, < 6µm



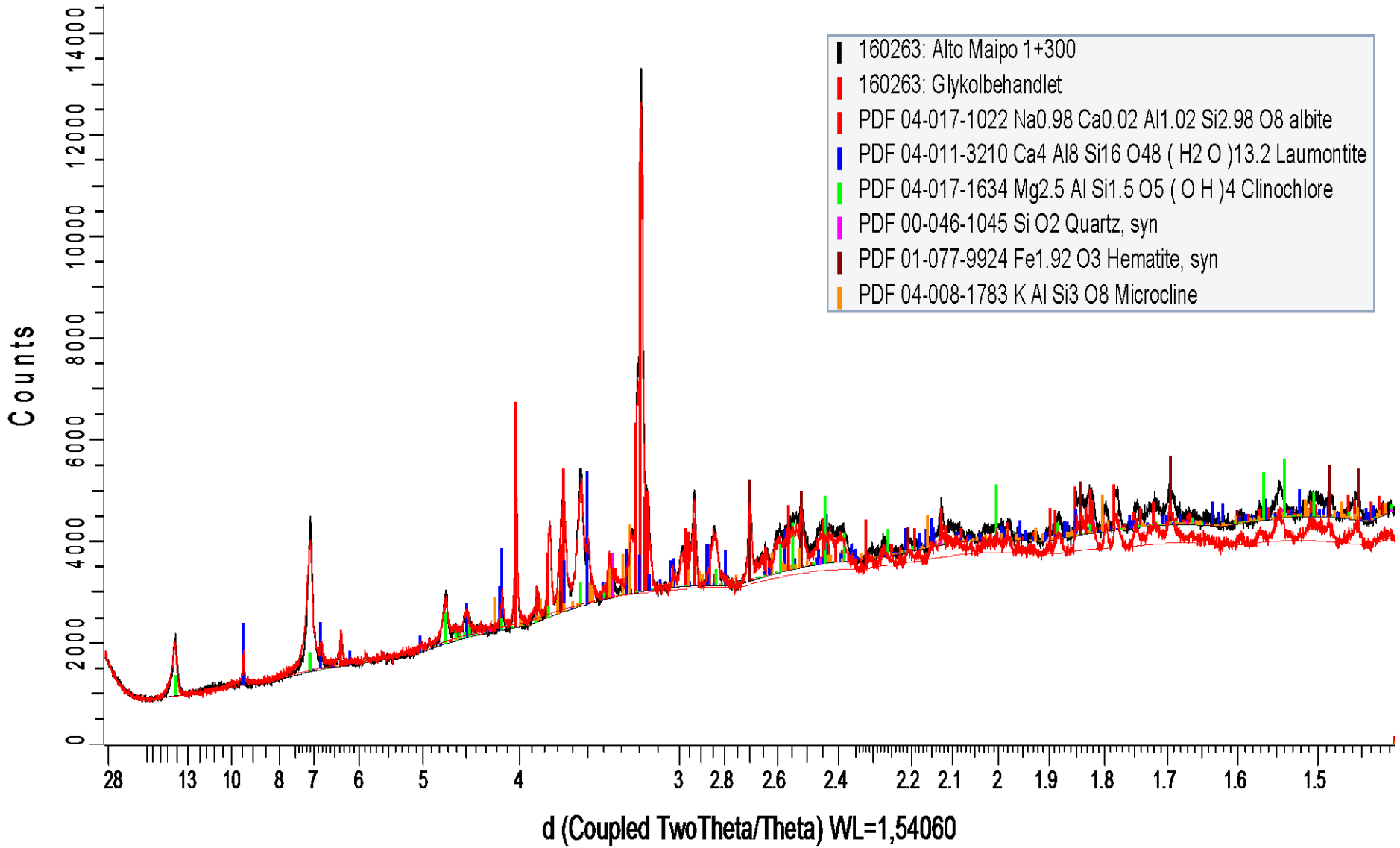
160203: Martineås 4725, < 6µm



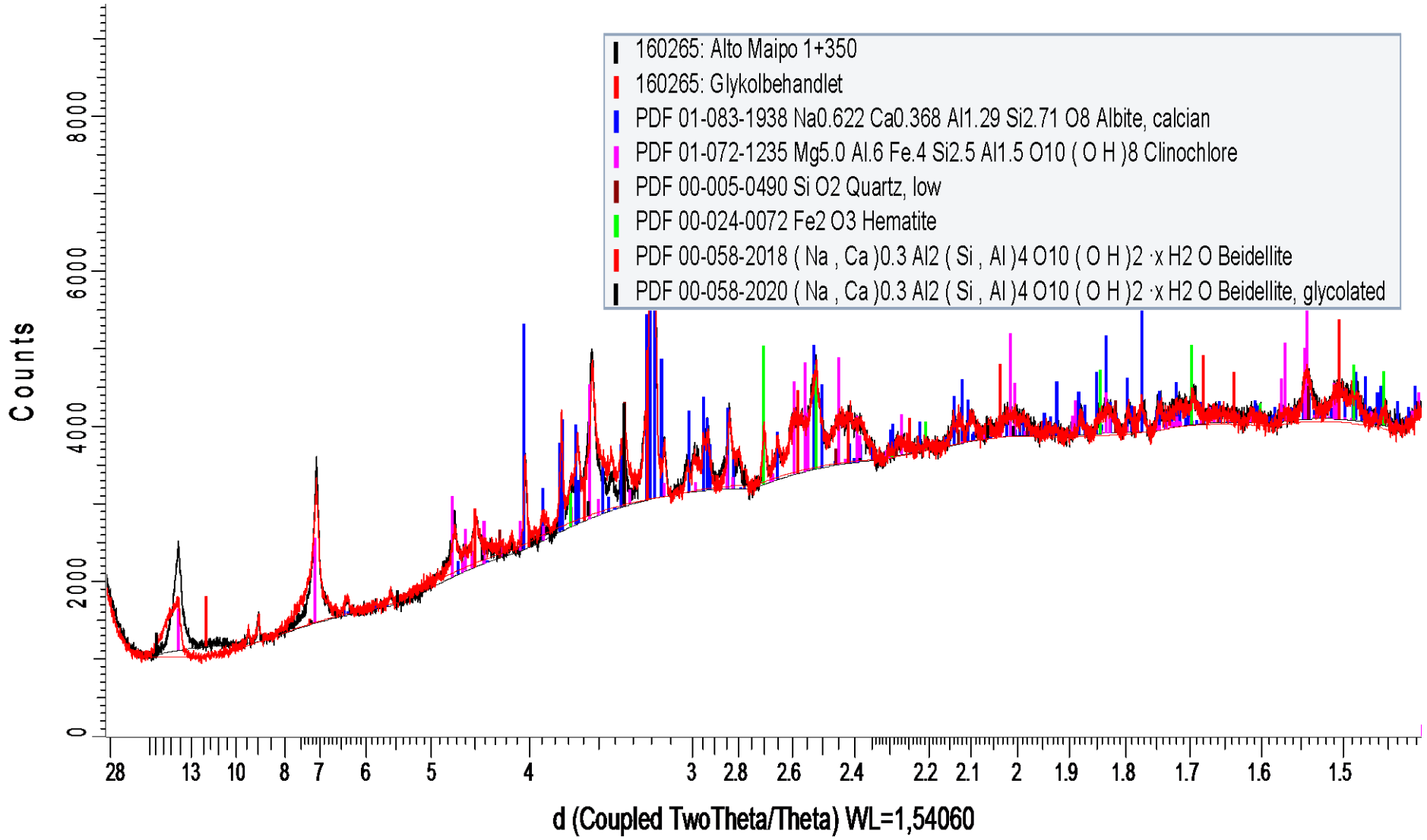
160264: Alto Maipo 0+316, < 6 µm



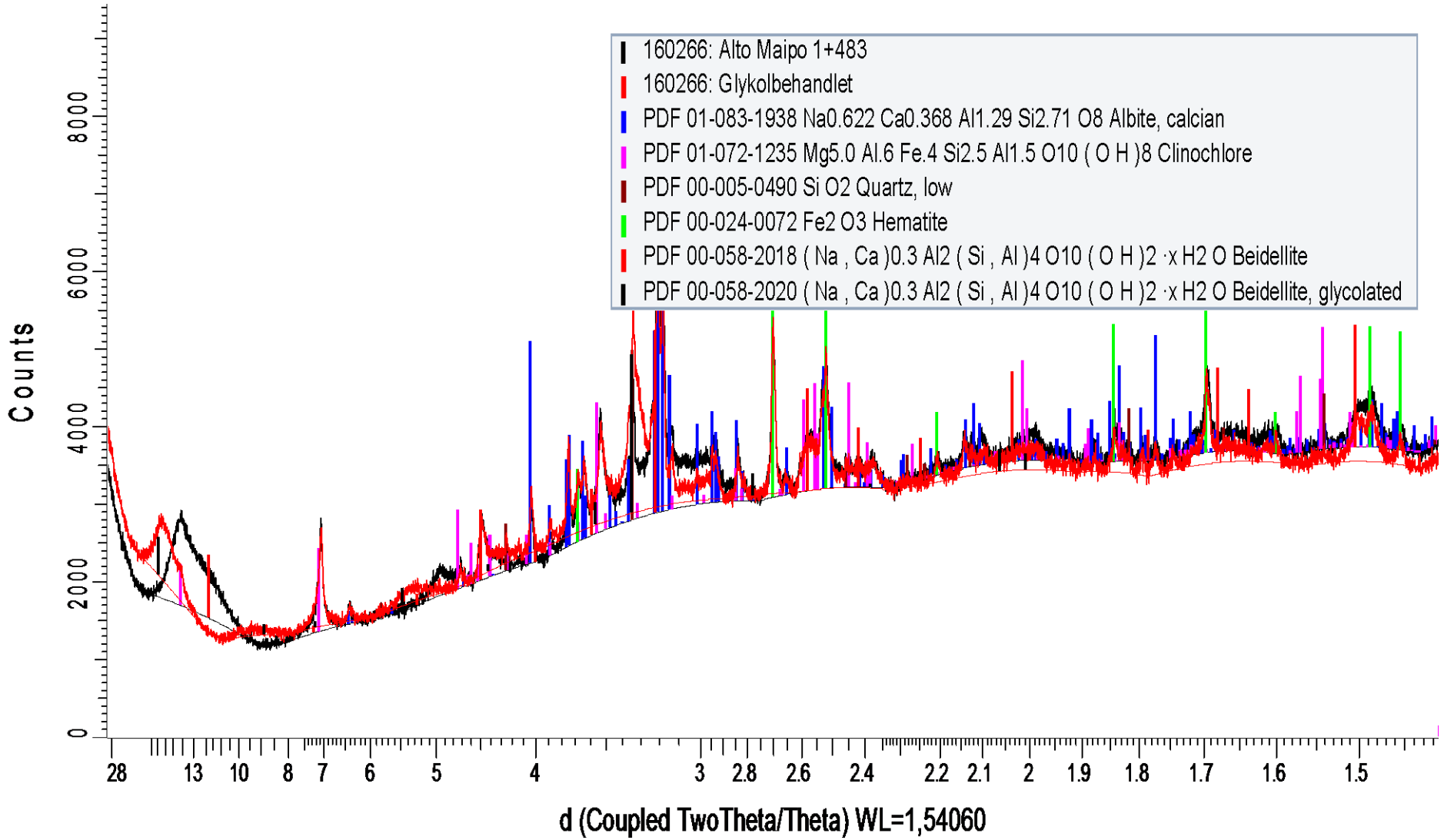
160263: Alto Maipo 1+300, < 6 µm



160265: Alto Maipo 1+350, < 6 µm



160266: Alto Maipo 1+483, < 6 µm



Vedlegg C: Tabell for bestemmelse av ESR

7	Type underjordsanlegg	ESR
A	Midlertidige gruveåpninger osv.	*ca.* 3-5
B	Vertikale sjakter*: i) sirkelformede seksjoner ii) rektangulær / firkantet seksjon * Avhenger av formålet. Kan være lavere enn angitte verdier.	*ca.* 2,5 *ca.* 2,0
C	Permanente gruveåpninger, vanntunneler for vannkraft (unntatt fallrør med høyt trykk), vannforsyningstunneler, pilottunneler, drivinger og innganger til store bergrom.	1,6
D	Mindre vei- og togtunneler, trykkammer, tilkomsttunneler, kloakktunneler, osv.	1,3
E	Kraftstasjoner, lagringsrom, vannbehandlingsanlegg, større vei- og togtunneler, sivilforsvarkammer, portaler, krysninger, osv.	1,0
F	Underjordiske atomkraftverk, togstasjoner, offentlige anlegg og sportsanlegg, fabrikker osv.	0,8
G	Svært viktige bergrom og tunneler med lang levetid, = 100 år, eller uten tilgang for vedlikehold.	0,5