

Jon Torstein Toft

Bergmekanisk analyse av koplingsporet mellom ny og gammel Ulriken jernbanetunnel

Masteroppgave i Tekniske geofag

Veileder: Eivind Grøv

Medveileder: Helge Tjelmeland, Bane NOR

Juni 2021

NTNU
Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for geovitenskap og petroleum



Jon Torstein Toft

Bergmekanisk analyse av koplingsporet mellom ny og gammel Ulriken jernbanetunnel

Masteroppgave i Tekniske geofag
Veileder: Eivind Grøv
Medveileder: Helge Tjelmeland, Bane NOR
Juni 2021

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for geovitenskap og petroleum



Kunnskap for en bedre verden



MASTEROPPGAVEN

- Kandidatens navn:** Jon Torstein Toft
- Oppgavens tittel:** Bergmekanisk analyse av koplingssporet mellom ny og gammel Ulriken jernbanetunnel
- English title:** Rock mechanical analysis of coupling between new and old Ulriken Railroad Tunnel
- Utfyllende tekst:**
1. I sammenheng med arbeidet med å utvide kapasiteten på Ulriken jernbanetunnel mellom Bergen og Arna er et nytt parallelt tunnellop drevet. Ved Arna stasjon ønskes økt fleksibilitet i møte med økt trafikk på jernbanestrekningen, og et koplingsspor mellom det gamle og det nye tunnellopet er drevet fra nytt tunnellop. Gjennomslag for koplingssporet til gammel tunnel er planlagt sommeren 2021. I området hvor koplingssporet møter det gamle tunnellopet finnes også et teknisk rom, og til sammen gir dette en kompleks bergromsgeometri. Ved utdrivingen av det tekniske rommet, N2, ble en svakhetsone påtruffet. Svakhetssonen inneholdt sonemateriale med svært aggressive svellende egenskaper og var delvis desintegrerende. På tross av installering av tung bergsikring er det observert oppsprekking av sprøytebetongen i området der tunnelen krysser svakhetssonen.
- Ved uttak av det gjenstående berget mellom diagonaltunnel og gammelt tunnellop vil spenningene omfordes i bergmassen, og pilaren mellom teknisk rom og diagonaltunnelen ta opp større spenninger etter berguttaket. Dette vil potensielt kunne påvirke stabiliteten av bergrommet og av pilaren som er preget av svakhetssonen. Eier av tunnelen, BaneNOR, har derfor ønsket å involvere en MSc-student for å evaluere stabilitetssituasjonen i området ved denne sonen og komme med forslag til tiltak som tunneleier kan planlegge i større detalj.
- Kandidaten skal i arbeidet med masteroppgaven ta i bruk en rekke verktøy for å utføre den bergmekaniske analysen av området omkring koplingssporet og det tekniske rommet. For å undersøke effekten av spenningsomlagringene ved det planlagte berguttaket vil numerisk analyse bli utført. Analysen vil bli utført både i 2D og 3D. Det er et ønske å undersøke om den komplekse geometrien fører til at 2D-modellen blir for enkel og unøyaktig. Sammenligning av de to elastiske modellene vil gi kandidaten et grunnlag for å vurdere om en plastisk modell i 2D kan benyttes. Kandidaten skal også benytte empiriske og analytiske metoder som et supplement til den numeriske analysen. Felt- og laboratorieanalyser skal utføres for å gi kandidaten en oversikt over bergmassens egenskaper. Da slaking ble påvist i varierende grad ved uttak av det tekniske rommet vil en vurdering av bergrommets langtidsstabilitet bli inkludert i analysen.
2. Ansvarlig faglærer og hovedveileder for oppgaven er Prof. II Eivind Grøv, institutt for geovitenskap og petroleum.
- Studieretning:** Tekniske geofag
- Hovedprofil:** Ingeniørgeologi og bergmekanikk
- Tidsrom:** 15.01.2021-15.06.2021
- Eivind Grøv*
- 

Faglærer

Forsidebilde: Medveileder Helge Tjelmeland på vei mot barrikaden til den innerste delen av koplingsporet. Bildet er tatt ved feltarbeid i tunnelen.

Forord

Denne masteroppgaven ble skrevet våren 2021 ved Institutt for Geovitenskap og Petroleum ved NTNU i emnet TGB4945, Ingeniørgeologi masteroppgave. Studien inneholder en bergmekanisk analyse av koplingsporet mellom ny og gammel Ulriken jernbanetunnel.

Veileder har vært Eivind Grøv, og medveileder har vært Helge Tjelmeland i BaneNOR. Takk til dere for å gi meg muligheten til å arbeide med en spennende problemstilling, for veiledning og svar på spørsmål jeg har hatt i løpet av semesteret. Alexandre Lavrov har bistått ved å besvare spørsmål angående numerisk modellering. Gunnar Vistnes og Jon Runar Drotninghaug har bistått i laboratoriearbeidet. Tusen takk til dere for god hjelp.

For gode faglige samtaler rettes en spesiell takk til medstudent Erlend Skretting. Jeg vil også takke Kjetil Vasland for hjelp med beregninger av bøyemoment. Takk også til min siste kollektivkamerat Jon Enes. En stor takk rettes også til mine søstre og foreldre for hjelp med korrekturlesing. Jeg vil gjerne også takke resten av kullet ved Tekniske Geofag som har gjort studietiden til noe jeg kommer til å mimre tilbake til med glede resten av livet.

Jon Torstein Toft

Trondheim, juni 2021

Sammendrag

I denne masteroppgaven presenteres en bergmekanisk analyse for koplingssporet mellom ny og gammel jernbanetunnel i Ulriken. For å møte fremtidens behov har et nytt tunnellop blitt drevet parallelt det gamle tunnellopet. Ved Arna stasjon har et koplingsspor mellom de to tunnellopene blitt sprengt ut. Sommeren 2021 blir gjenstående berg sprengt ut, slik at koplingssporet får gjennomslag. Mellom det nye tunnellopet og dobbeltsporet hvor koplingstunnelen møter gammelt tunnellop, ligger teknisk rom N2. I dette området krysser en svakhetssone tunnelen. Ingeniørgeologisk kartlegging ved bruk av Q-systemet viser at dobbelarmerte sprøytebetongbuer anbefales som permanent sikring i dobbeltsporet. På grunn av Q-systemets begrensninger i svakhetssoner og kompleks bergromsgeometri, har andre verktøy blitt benyttet for å undersøke stabilitetssituasjonen; i) laboratorieundersøkelser, ii) analytiske beregningsmetoder og iii) numerisk modellering. Laboratorieundersøkelsene beskriver berget i svakhetssonen som svakt, som svært sterkt anisotrop og med høy holdbarhet mot slaking. I svakhetssonen, som beskrives som en kompleks leirrik knusningssone med leirinfisert sideberg, ble svært aggressivt materiale påvist ved undersøkelse av svelleegenskaper ved utdriving. Skattepliktig arealmetode indikerer at bergstammen mellom dobbeltsporet og N2 vil gå i brudd, forutsatt at den er usikret. Videre antyder beregninger av bøyemoment at gitterdragere alene ikke tåler belastningen fra en løs kile i dobbeltsporet. For å beskrive deformasjoner knyttet til spenningsomlagringer ved berguttaket har numerisk modellering blitt utført i EX3 og RS2. Spenningsinduserte deformasjoner i dobbeltsporet antas å være størst i veggene. I dobbeltsporet anses det mest kritiske stabilitetsproblemet å være utpressing av kiler som følge av svelleprosesser. Resultatene fra numerisk modellering indikerer at armerte sprøytebetongbuer vil gi tilstrekkelig sikringseffekt på grunn av evnen til å ta opp tilleggslast påført av svelling. For å overvåke langtidsstabiliteten i bergrommet, anbefales spennings- og deformasjonsmålinger i henhold til observasjonsmetoden.

Abstract

In this master thesis, a rock mechanical analysis of the connection tunnel between the new and old Ulriken railroad tunnel is presented. To meet future demands, a new tunnel tube has been excavated parallel to the old tunnel. Nearby Arna Station, a connection tunnel has been excavated to connect the two tubes. In the summer of 2021, the remaining rock mass will be excavated, and the diagonal tunnel will be connected to the old tunnel. Between the new tunnel tube and the double-track connection point in the old tunnel, a technical room, N2, is located. In this area, the tunnel is intersected by a weakness zone. The Q-system recommends double reinforced ribs of sprayed concrete as permanent rock support in the double-track tunnel. Due to the limitations of the Q-system in weakness zones and complex excavation geometries, other tools have been used to investigate the stability; i) laboratory tests, ii) analytical calculations and iii) numerical modelling. Laboratory tests indicate that the rock mass in the weakness zone has low strength, is very highly anisotropic, and has high slake durability. In the weakness zone, which is described as a complex clay-rich crushing zone, material with high activity was detected in testing of swelling properties while excavating the new tunnel tube. Tributary area approach suggests that failure will occur in the pillar between the double track and N2 if the pillar is unsupported. Calculations imply that a lattice girder alone will not be able to endure the bending moment inflicted by a loose wedge. To describe stress induced deformations numerical modelling has been conducted in EX3 and RS2. The most critical stability problem is considered to be the loosening of blocks due to swelling. Results from numerical modelling imply that reinforced lattice girders or ribs will give acceptable safety due to the ability to endure additional loads from swelling. To monitor the long-term stability of the tunnel, stress- and deformation measurements are recommended according to the observational method.

Innholdsfortegnelse

| | |
|---|----|
| FORORD..... | ii |
| SAMMENDRAG..... | iv |
| ABSTRACT..... | v |
| 1 INTRODUKSJON..... | 1 |
| 1.1 Bakgrunn..... | 1 |
| 1.2 Mål for studien..... | 2 |
| 1.3 Metodikk og struktur..... | 2 |
| 2 TEORI..... | 3 |
| 2.1 Bergets mekaniske egenskaper..... | 3 |
| 2.2 Bergmasseklassifisering..... | 6 |
| 2.2.1 Q-systemet..... | 6 |
| 2.2.2 GSI (Geological Strength Index)..... | 7 |
| 2.3 Bruddkriterier..... | 8 |
| 2.3.1 Mohr-Coulomb bruddkriterium..... | 8 |
| 2.3.2 Hoek-Brown bruddkriterium..... | 9 |
| 2.4 Youngs modultall for bergmasse, E_m | 10 |
| 2.5 Svakhetssoner..... | 11 |
| 2.5.1 Svelling..... | 11 |
| 2.5.2 Slaking..... | 14 |
| 2.5.3 Bergsikring i svakhetssoner..... | 14 |
| 2.5.4 Bergsikringsstrategi ved svelling..... | 16 |
| 2.5.5 Bergsikringsstrategi ved slaking..... | 17 |
| 2.6 Bergspenninger..... | 18 |
| 2.6.1 Spenninger nær åpninger..... | 19 |
| 2.7 Langtidsstabilitet..... | 20 |
| 2.8 Pilarstyrke..... | 22 |
| 2.9 Numerisk modellering..... | 24 |
| 3 GEOMETRISKE OG GEOLOGISKE FORHOLD..... | 26 |
| 3.1 Bergrommets dimensjoner..... | 26 |
| 3.2 Lokal geologi..... | 28 |
| 3.3 Tidligere undersøkelser..... | 29 |
| 3.3.1 Q-verdi..... | 30 |
| 3.3.2 Bergmekanisk testing..... | 31 |
| 3.3.3 Undersøkelse av svelleegenskaper..... | 31 |
| 3.3.4 Bøttetest..... | 32 |
| 3.3.5 Sprekkekartlegging..... | 32 |
| 3.4 Lokale bergspenningsforhold..... | 34 |
| 4 METODE..... | 36 |

| | | |
|-------|--|----|
| 4.1 | Ingeniørgeologisk kartlegging | 37 |
| 4.2 | Laboratorieundersøkelser | 37 |
| 4.2.1 | Punktlasttest | 37 |
| 4.2.2 | Slake Durability Test | 40 |
| 4.3 | Analytiske beregningsverktøy | 41 |
| 4.3.1 | Skattepliktig arealmetode..... | 41 |
| 4.3.2 | Beregning av bøyemoment på bue..... | 42 |
| 4.4 | Numerisk modellering | 43 |
| 4.4.1 | EX3 | 44 |
| 4.4.2 | RS2 | 45 |
| 5 | INGENIØRGEOLOGISK KARTLEGGING | 46 |
| 5.1 | Q-verdi | 47 |
| 5.1.1 | Vannforhold | 48 |
| 5.2 | GSI (Geological Strength Index)..... | 48 |
| 5.3 | Innhenting av prøver | 50 |
| 5.4 | Sprekkekartlegging..... | 50 |
| 5.4.1 | UnWedge | 51 |
| 5.5 | Bergsikring..... | 52 |
| 6 | LABORATORIEUNDERSØKELSER | 54 |
| 6.1 | Punktlasttest | 54 |
| 6.2 | Slake Durability Test..... | 57 |
| 7 | ANALYTISKE BEREGNINGSVERKTØY | 59 |
| 7.1 | Skattepliktig arealmetode | 59 |
| 7.1.1 | Vurdering av input-parametere | 59 |
| 7.1.2 | Resultater fra skattepliktig arealmetode..... | 61 |
| 7.2 | Beregning av bøyemoment på bue | 63 |
| 8 | NUMERISK MODELLERING | 65 |
| 8.1 | EX3-modell | 65 |
| 8.1.1 | Oppbygning av EX3-modell | 65 |
| 8.1.2 | Valg av input-parametere..... | 66 |
| 8.1.3 | Resultater fra EX3-modell | 68 |
| 8.2 | RS2-modell | 73 |
| 8.2.1 | Oppbygning av RS2-modell..... | 73 |
| 8.2.2 | Valg av input-parametere..... | 74 |
| 8.2.3 | Resultat fra plastisk RS2-modell uten sikring..... | 77 |
| 8.2.4 | Valg av sikringsmidler i plastisk RS2-modell..... | 78 |
| 8.2.5 | Effekt av bergsikring i RS2-modell | 80 |
| 8.2.6 | Modellering av svelletrykk | 81 |
| 9 | DISKUSJON | 83 |
| 9.1 | Bergmasseklassifisering | 83 |

| | |
|--|-------|
| 9.2 Laboratorieundersøkelser | 84 |
| 9.3 Skattepliktig arealmetode | 86 |
| 9.4 Beregning av moment på bue | 87 |
| 9.5 Usikkerheter knyttet til numerisk modellering | 88 |
| 9.6 Kvalitativ vurdering av resultater fra numerisk modellering..... | 91 |
| 9.7 Forslag til stabilitetsforbedrende tiltak | 92 |
| 9.8 Vurdering av langtidsstabilitet | 94 |
| 10 KONKLUSJON..... | 97 |
| REFERANSER | 98 |
| VEDLEGG | I |
| A Verdier for Hoek-Brown konstanten m_1 | II |
| B Verdier for forstyringsfaktoren D..... | III |
| C Resultat fra undersøkelser av svelleegenskaper..... | IV |
| D Observasjonsmetoden og tiltak ved ulike stabilitets-problemer | V |
| E Valg av k_{50} -verdi basert på punktlaststyrken | VII |
| F Klassifiseringer av styrke og holdbarhet | VIII |
| G Geologi- og bergsikringsnotat fra nytt tunnellop og teknisk rom N2 | IX |
| H Resultater fra laboratorieundersøkelser | XI |
| Punktlasttest | XI |
| Slake Durability Test | XVI |
| I Beregning av bøyemoment på gitterbue | XVIII |
| J EX3-modellering | XIX |
| K RS2-modellering | XXIV |

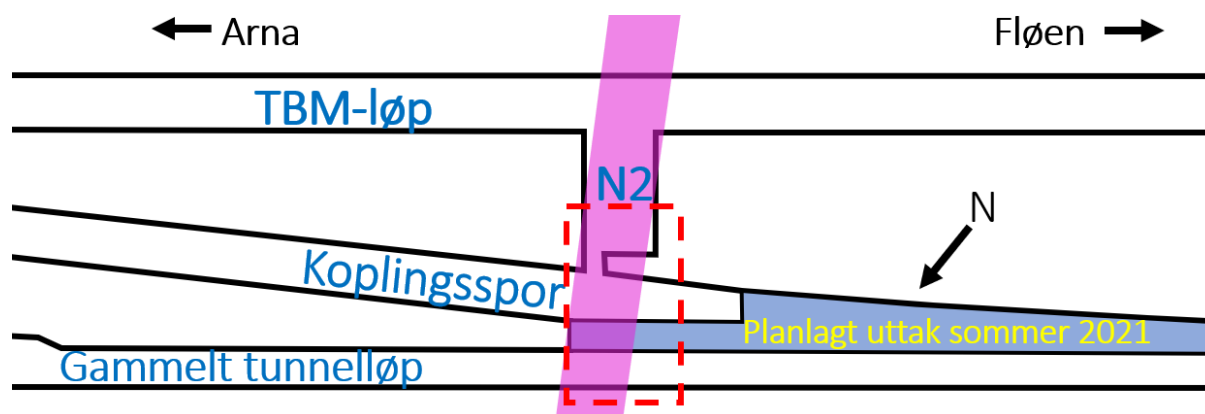
1 Introduksjon

1.1 Bakgrunn

Bergensbanen har i over 100 år vært et bindeledd mellom øst og vest i Norge. Etter å ha boret og sprengt seg gjennom mangfoldige kilometer med fjell ble banen åpnet i 1909. Ved åpningen av banen i omtalte kong Haakon VII bragden som «vårt slektsledds mesterverk». I årene som fulgte har banen gjennomgått en rekke oppgraderinger. I 1964 ble den 7670 m lange tunnelen gjennom Ulriken, som i sin tid var den lengste tunnelen på Bergensbanen, ferdigstilt. Togreisen mellom Arna og Bergen, som tidligere gikk via Nesttun, ble med dette forkortet med over 15 km (Holøs, 2020; Bergen byleksikon, 2009).

Dagens behov for høyhastighetsjernbane og høyere fleksibilitet i møte med mer jernbanetrafikk har imidlertid ført til et behov for utbedring av jernbanestrekningen Arna-Bergen. Bygging av dobbeltspor på strekningen møter disse behovene, og øker kapasiteten på strekningen. I 2014 startet arbeidet med å drive et nytt tunnellop i Ulriken. Fra 2016-2017 boret TBMen (tunnelboremaskinen) Ulrikke seg gjennom fjellet. Togtrafikken ble i 2020 flyttet over i det nye tunnellopet, og rehabilitering av det gamle tunnelsporet ble iverksatt slik at dobbeltsporet jernbanetunnel mellom Arna og Bergen kan åpne i 2024 (BaneNOR, 2021b).

De funksjonelle kravene til nye jernbanetunneler er i dag svært høye. Det stilles blant annet krav til 100 års levetid med minimalt med nedetid, vannsikrede overflater og brannsikre materialer (Holter, 2020). Vann- og frostsikring blir derfor en viktig del av rehabiliteringen av den gamle jernbanetunnelen i Ulriken. Nær Arna vil det gå et vekslingsspor mellom de to tunnellopene for å øke fleksibiliteten ved Arna stasjon. Som en del av rehabiliteringsentreprisen vil den siste delen av berget tas ut slik at koplingssporet får gjennomslag mot den gamle tunnelen (se figur 1).



Figur 1 Horisontalsnitt av bergromsgeometrien i området rundt koplingssporet mellom nytt og gammelt tunnellop ved teknisk rom N2. Svakhetssonen som krysser tunnelen er vist med rosa farge. Rød stiple linje viser området fokusert i stabilitetsanalysen.

Mellom det nye tunnellopet og området hvor koplingssporet møter det gamle tunnellopet finnes også et teknisk rom N2. Sammen gir dette en kompleks bergromsgeometri. Ved driving av N2 støtte man på en svakhetsone orientert langs det tekniske rommets lengdeakse. I denne svakhetssonen ble svært aggressiv svelleleire og noe leirinfisert sideberg påvist. Tung bergsikring ble benyttet i det tekniske rommet, men etter påføring av permanent sikring ble likevel oppsprekking av sprøytebetongen observert.

1.2 Mål for studien

Gjennomslaget mellom koplingsporet og det gamle tunnellopet i Ulriken jernbanetunnel er planlagt sommeren 2021. Ved fjerning av bergmassen vil bergspenningene i området omfordeles og stabilitetssituasjonen endres.

I denne studien presenteres en bergmekanisk analyse av koplingen mellom nytt og gammelt tunnellop i Ulriken jernbanetunnel. Målet for studien er å undersøke hvilke stabilitetsproblemer man kan forvente i området, og hvilke tiltak som kan tas i bruk for å ha kontroll på stabilitetsutfordringene. Særlig fokus er rettet mot dobbeltsporet hvor koplingsporet møter gammelt tunnellop, samt bergstappen mellom dobbeltsporet og N2. Det vil presenteres hvordan omfordeling av bergspenninger ved berguttaket påvirker stabiliteten. Bergmassens egenskaper knyttet til svelling og slaking kan påvirke langtidsstabiliteten i området, og disse prosessene vil derfor være viktige i analysen.

Analysen begrenses av usikkerheten til verktøyene som benyttes. Innvirkningen til usikkerhetene på analysens resultat vil derfor diskuteres. Studien undersøker kun den bergmekaniske stabiliteten i området nær det tekniske rommet N2. Stabilitetsproblem i andre deler av Ulriken jernbanetunnel belyses ikke.

1.3 Metodikk og struktur

For å nå målet for studien har «desk studies» og felt- og laboratoriearbeid blitt utført. Analytiske- og numeriske verktøy er brukt for å undersøke stabiliteten. En gjennomgang av teori relevant for beskrivelse av problemstillingen er utført, og denne er presentert i kapittel 2.

«Desk studies» er en sentral del av de innledende undersøkelsene når ingeniørgeologiske undersøkelser for et prosjekt utføres (Nilsen & Palmström, 2000). Denne delen av undersøkelsene innebærer å gjøre seg kjent med de geologiske forholdene i området prosjektet befinner seg i. Dette har blitt gjort ved en systematisk gjennomgang av tidligere undersøkelser, geologiske kart og informasjon vedrørende bergspenninger i området, presentert i kapittel 3.

I kapittel 4 presenteres metodikken benyttet i ingeniørgeologisk kartlegging, laboratorieundersøkelser, analytiske beregningsmetoder og numerisk modellering.

Ingeniørgeologisk kartlegging gir informasjon om flere faktorer som er viktig for stabiliteten. Resultatene fra kartleggingen er gitt i kapittel 5. Punktlasttesten har blitt utført for å beskrive bergets styrke og anisotropi, mens Slake Durability Test har gitt informasjon om holdbarheten til berget. I kapittel 6 presenteres resultatene fra disse laboratorieundersøkelsene. Skattepliktig arealmetode og beregning av bøyemoment på en bue fra en løs kile har blitt utført. Antagelser benyttet i beregningene og resultater fra disse analytiske beregningsverktøyene presenteres i kapittel 7. Numerisk modellering utført i programvarene EX3 og RS2 har vært en sentral del av stabilitetsanalysen. I kapittel 8 presenteres oppbygning av de numeriske modellene, samt resultater fra numerisk modellering.

I kapittel 9 diskuteres resultatene i lys av relevant teori for å gi en samlet vurdering av stabilitetssituasjonen i bergrommet ved koplingsporet mellom tunnellopene. I diskusjonen vil også effekten av stabilitetsforbedrende tiltak og langtidsstabilitet i området inkluderes. Avslutningsvis vil konklusjoner knyttet til målene for studien trekkes i kapittel 10.

2 Teori

I dette kapitlet vil teori som er relevant for den bergmekaniske analysen som skal utføres i studien presenteres. Teori som beskriver de geologiske forholdene som fører til stabilitetsproblemer i Ulriken jernbanetunnel vil derfor belyses.

Innledningsvis vil berg og bergmasse beskrives i lys av deformasjonsegenskaper og styrke (kapittel 2.1). Stivheten beskrives av Youngs modultall (E) og forholdet mellom radiell og aksiell tøyning beskrives av Poissons forholdstall (ν). Forskjellen på elastisk og plastisk deformasjon vil presenteres. Bergets styrke kan bestemmes gjennom laboratorietesting, og hvordan styrken øker med økende omslutningstrykk kan beskrives av matematiske bruddkriterier (kapittel 2.3).

Man skiller mellom *bergartens* og *bergmassens* egenskaper. Bergmasse er berg gjennomsett av diskontinuiteter. *Bergmassens* egenskaper preges av bergartens styrke, oppsprekkningsgraden og sprekkenes skjærstyrke (Nilsen & Palmström, 2000). Det generaliserte Hoek-Brown bruddkriteriet for bergmasse beskriver bergmassens styrke (kapittel 2.3.2). Den generaliserte Hoek-Diederichs-ligningen beskriver bergmassens stivhet (E_{rm}) (kapittel 2.4).

Klassifiseringssystemer for bergmasse er et mye brukt verktøy ved ingeniørgeologisk kartlegging. Q-systemet og GSI (Geological Strength Index) beskrives i kapittel 2.2. Q-systemet brukes til anbefaling av permanent sikring i bergrom og tunneler. GSI brukes blant annet som input ved beregning av bergmassens styrke og stivhet. Denne klassifiseringen brukes derfor mye i analytiske og numeriske metoder i bergmekanikk.

Det mistenkes at svelling og slaking påvirker stabilitetssituasjonen i svakhetssonen som undersøkes i denne studien. Disse begrepene forklares derfor (kapittel 2.5), og de mineralogiske prosessene som ligger bak vil bli belyst. Hvilke problemer svelling og slaking kan føre til, og hvilke tiltak som kan benyttes for å imøtekomme problemene, for å opprettholde en tilstrekkelig langtidsstabilitet, vil presenteres (kapittel 2.5 og 2.7).

Teori om bergspenninger vil presenteres for å gi et grunnlag for antagelser om bergspenninger i området som undersøkes i denne analysen (kapittel 2.6). Da bergstabilitet mellom det tekniske rommet N2 er kritisk for stabiliteten i tunnelen vil teori som omhandler pilarer presenteres (kapittel 2.8). En kort introduksjon til teori om numerisk modellering gis i kapittel 2.9, slik at leseren har en forståelse av den numeriske analysen som er foretatt i kapittel 8.

2.1 Bergets mekaniske egenskaper

Elastisiteten og styrken til berget er viktige parametere å undersøke når bergets mekaniske egenskaper beskrives. I dette delkapitlet vil disse begrepene.

Elastisitetsteori sier at tøyningen i et elastisk materiale er lineært proporsjonalt med spenningen. Forholdet mellom spenning og tøyning i et lineært elastisk materiale beskrives av Hookes lov (formel 2-1), hvor σ er spenningen, ε er tøyningen og E er Youngs modultall. Youngs modultall kalles også elastisitetsmodulen (E -modul), og beskriver stivheten til materialet (ISRM, 1979).

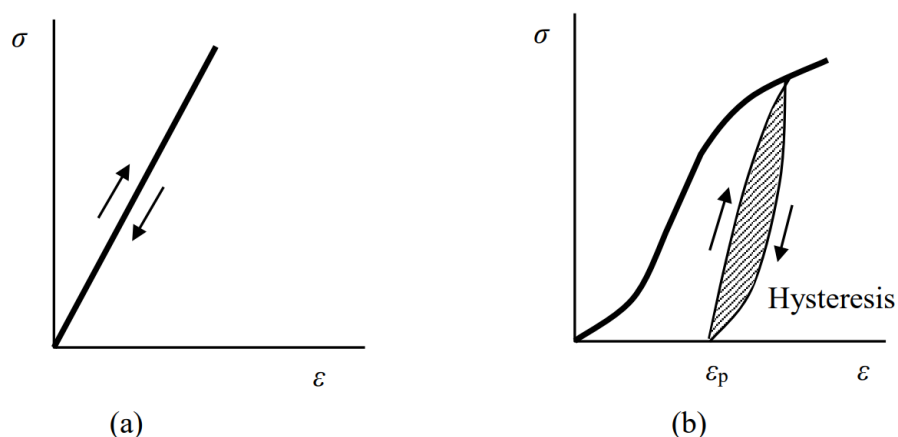
$$\sigma_z = E \varepsilon_z \qquad 2-1$$

Ved testing av enaksiell trykkfasthet i laboratoriet kan man finne elastisitetsmodulen ved å måle aksiell tøyning av prøvestykket ved økende spenning. Elastisitetsmodulen blir da stigningsstallet for spennings-tøyningskurven vist i figur 2.

Når lasten påføres i en enaksiell test vil tøyningen ikke bare være aksiell. Man vil også få en radiell tøyningskomponent når prøvestykket trykkes sammen. Denne tøyningen er en strekkdeformasjon og får derfor negativt fortegn. Poissons forholdstall, ν , beskriver forholdet mellom aksiell og radiell tøyning ved enaksiell testing, og er for et isotropt materiale gitt i formel 2-2 (Li, 2018).

$$\nu = -\frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z} = -\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_z} \quad 2-2$$

Lineært elastisk materiale vil følge den samme tøyningskurven tilbake når materialet avlastes (se figur 2a). Berg oppfører seg imidlertid aldri som et ideelt elastisk materiale. Ikke-lineær tøyning og plastisitet vil alltid være en del av deformasjon av berg. Når spenningen avlastes vil tøyningen følge en annen kurve tilbake enn kurven fra påføring av lasten, og en permanent plastisk tøyning, ε_p , vil gjenstå i materialet når det er helt avlastet. Ved en ny påføring av last vil tøyningen igjen følge en annen kurve som vist i figur 2b. Dette fenomenet kalles hysteresis (Li, 2018).



Figur 2 Tøyningskurver for (a) lineært elastisk materiale og (b) elasto-plastisk materiale med hysteresis (Li, 2018).

Tøyningskurven som beskriver elasto-plastisk materiale ved enaksiell kompresjon kan deles inn i flere faser med ulike deformasjonsegenskaper som vist i figur 3 (Li, 2018).

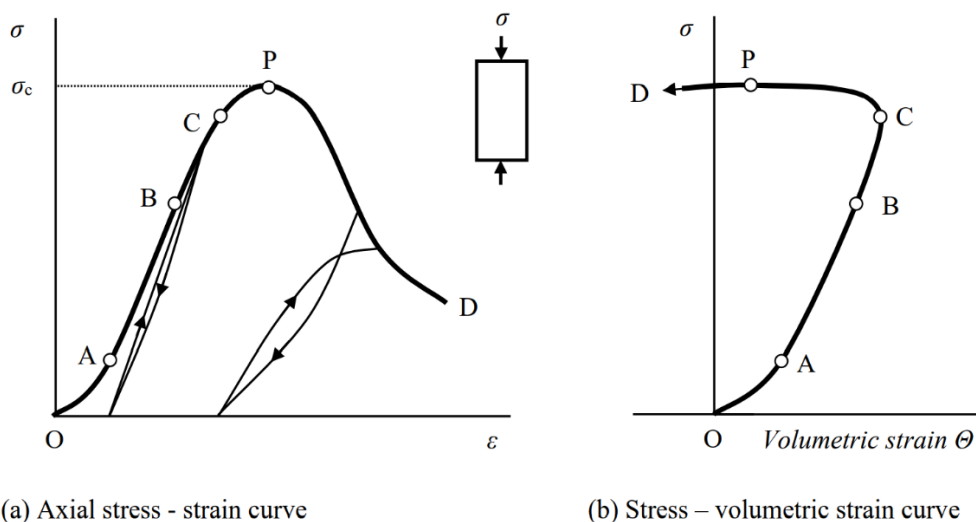
Fase I (O-A) beskriver ikke-lineær deformasjon grunnet lukking av eksisterende mikrosprekker i materialet. Materialet vil i denne fasen oppføre seg nokså elastisk med liten grad av hysteresis.

Fase II (A-B) preges av lineær elastisk tøyning. I denne fasen vil lineær-elastisk teori derfor kunne brukes. Youngs modultall E , og Poissons forholdstall ν , måles i denne fasen.

I fase III (B-C) begynner plastisk deformasjon å inntreffe på grunn av dannelse av mikrosprekker i bergmassen. Tøyningskurven starter derfor å bøyes av slik at den ikke lenger er lineær. Punktet C betegnes av at prøven her er maksimalt komprimert. Påføres prøven mer last, vil volumet i prøven øke grunnet større radiell tøyning (Li, 2018).

Fase IV (C-D) karakteriseres av volumutvidelse grunnet intensiverende oppsprekking av prøven og at mikrosprekkene som dannes møter hverandre. Ved bergartens enaksiale styrke σ_c er prøven ikke i stand til å ta opp mer spenninger, og går derfor i brudd. Den enaksiale

styrken forkortes noen steder UCS (fra det engelske Uniaxial Compressive Strength), men i denne studien vil σ_c benyttes. Etter at kurven når sitt toppunkt (P) vil volumutvidelsen fortsette med store plastiske deformasjoner, og nye bruddannelser oppstår uten økning i spenning. Å benytte elastisitetsteori for å beskrive berget i denne fasen vil derfor kunne undervurdere deformasjonene som oppstår (Li, 2018).

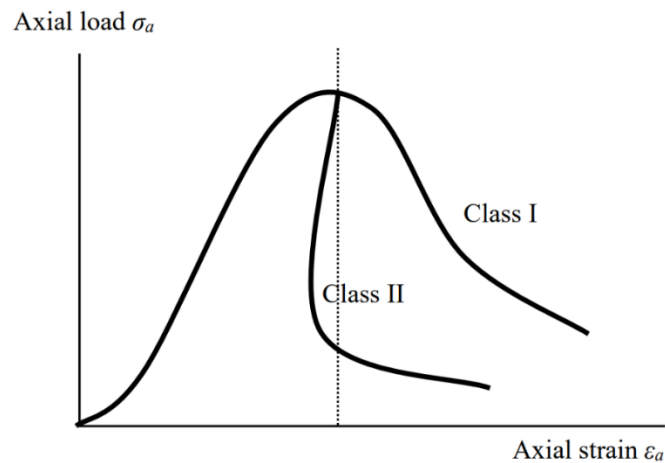


Figur 3 Spennings-tøyningskurve for plastisk deformasjon ved enaksjell påføring av last. (a) viser aksjell tøyning, mens (b) viser volumetrisk tøyning (Li, 2018).

Ved testing av enaksjell trykkfasthet kan man finne både E , ν og σ_c , samt følge spennings-tøyningskurven til prøven (ISRM, 1979). Slik testing er derfor å foretrekke når de mekaniske egenskapene til berget undersøkes. I enkelte tilfeller kan det imidlertid være vanskelig å få tak i prøvestykker som kan brukes i slike enaksjelle tester. Andre tester kan da benyttes for å undersøke bergets styrke. Et eksempel på dette er punktlasttesten, som er nærmere forklart i kapittel 4.2.1. Resultatet fra punktlasttesten kan brukes for å klassifisere bergartstyrken direkte eller for å anslå den enaksjelle trykkfastheten, σ_c . I punktlasttesten finnes imidlertid ikke E og ν eksperimentelt. Man må derfor ta i bruk antagelser av disse i beregninger hvor parameterne inngår, dersom enaksjell testing ikke er utført (Franklin, 1985).

Det er vanskelig å måle oppførselen til spenning-tøyningskurven til materialet etter at den enaksjelle styrken er nådd. Oppførselen etter brudd kan deles inn i to grupper; klasse I og klasse II (figur 4). For klasse I må et arbeid utføres på prøvestykket for at den lastbærende evnen til berget skal reduseres. Klasse II er oppsprekkingsprosessen mer ustabil, da energi må ekstraheres fra materialet for å oppnå ytterligere tøyning. Klasse I har mer duktile egenskaper og vil ha store deformasjoner under høye spenninger, mens klasse II har mer sprø egenskaper hvor man kan få problemer med spraking og bergslag (Li, 2019).

Dersom berget belastes triaksjelt, vil bruddstyrken øke sammenlignet med ved enaksjell testing. Bruddkriterier for berg beskriver bergets bruddkonvolutt ved gitte material- og spenningsparametere. Slike bruddkriterier presenteres i kapittel 2.3. Graden av oppsprekking virker inn på styrken til *bergmassen*. Oppsprekkingsgraden kan beskrives av klassifiseringssystemer for bergmasse, som derfor kan brukes som inngangsparameter for bruddkriterier når styrken til bergmassen skal beregnes. En gjennomgang av de mye brukte klassifiseringssystemene Q-systemet og GSI gis derfor først (i kapittel 2.2).



Figur 4 Post-brudd spenning-tøyningsoppførsel for klasse I og klasse II berg (Li, 2018).

2.2 Bergmasseklassifisering

Q-systemet er svært mye brukt for beskrivelse av bergmassekvaliteten og anbefaling av bergsikringsmengde i tunneler. Geological Strength Index (GSI) er også et svært anvendelig klassifiseringssystem grunnet bruken av GSI som input-parameter i Hoek-Brown bruddkriterium. GSI brukes derfor også som input-parameter i numerisk modellering.

2.2.1 Q-systemet

Q-systemet er et klassifiseringssystem for bergmasse som er mye brukt for anvisning av permanent sikring i tunneler og andre bergrom. Systemet ble utviklet av N. Barton, R. Lien og J. Lunde ved NGI (Norges Geotekniske Institutt) i 1974 (Barton, et al., 1974). Fram til i dag har systemet gjennomgått en rekke oppdateringer, men systemet har beholdt hovedprinsippene for evaluering av bergmasseklassifisering. Beskrivelsen gitt i dette delkapittelet følger NGIs håndbok *Bruk av Q-systemet* (NGI, 2015).

Q-systemet baserer seg på seks parametere for å beskrive bergmassens kvalitet gjennom formel 2-3.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad 2-3$$

hvor

RQDⁱ er oppsprekkingsfaktoren: Den samlede prosentvise andelen av kjernebiter over 10 cm

J_n er tall for antall sprekkesett

J_r er sprekkeruhetstallet

J_a er sprekkefyllingstallet

J_w er sprekkevannstallet

SRFⁱⁱ er spenningsfaktoren

RQD/ J_n beskriver bergmassens oppsprekkingsgrad eller blokkstørrelse, J_r/J_a beskriver bergmassens minimale skjærfasthet, mens J_w/SRF beskriver spenningssituasjonen. Dersom

ⁱ RQD = Rock Quality Designation

ⁱⁱ SRF = Stress Reduction Factor

bergmassen beskrives i et tunnelkryss multipliseres J_n -verdien med 3. Gjennom disse parameterne beskriver dermed Q-systemet de viktigste faktorene for stabiliteten til et bergrom. Q-verdien kan teoretisk variere mellom 0,001 og 1000. Høye Q-verdier beskriver berg med høy kvalitet, mens lave Q-verdier beskriver lav bergmassekvalitet (NGI, 2015).

Gjennom bruk av sikringsdiagrammet i figur 40 brukes Q-verdien sammen med ESRⁱⁱⁱ og spennvidden på bergrommet for å anbefale mengde bergsikring. ESR beskriver sikkerhetskravet til bergrommet. For eksempel vil en jernbanetunnel (ESR = 1) ha andre sikkerhetskrav enn midlertidige gruveåpninger (ESR = 3-5). Dersom spennvidde eller høyde [m] divideres på ESR får man den ekvivalente dimensjonen. Sikringsdiagrammet i figur 40 er utviklet på empirisk grunnlag med data fra tidligere prosjekt som gir et godt grunnlag for å bestemme permanent sikring i nye underjordsanlegg. Det påpekes imidlertid at man i spesielle tilfeller må utføre en egen vurdering av hvilken bergsikring som er nødvendig (NGI, 2015).

Palmström & Stille (2007) påpeker at klassifiseringssystemer som Q-systemet bruker en forenklet beskrivelse av bergmassen. De hevder at Q-systemet egner seg best i bruk i bergrom hvor blokknedfall er det mest fremtredende stabilitetsproblemet, og at systemet ikke egner seg i bruk i svakhetssoner. Videre hevder Palmström & Stille (2007) at klassifiseringssystemer som Q-systemet ofte brukes til flere formål utover det som var systemenes hensikt i utgangspunktet. Bruk av Q-systemet bør derfor brukes med aktsomhet ved anbefaling av bergsikring og stabilitetsanalyser i svakhetssoner.

2.2.2 GSI (Geological Strength Index)

Geological Strength Index (GSI) ble introdusert av Evert Hoek i 1994 (Hoek, 1994). Klassifiseringssystemet ble laget for å bestemme inngangsparameterne m_b , s og a for Hoek-Brown bruddkriterium for bergmasse. Hoek-Brown bruddkriterium er forklart i kapittel 2.3.2.

GSI bestemmes ved å betrakte bergmassens oppsprekingsstruktur og sprekkenes overflate som vist i Tabell 11. Bergmassens oppsprekking har stor innvirkning på bergmassens styrke. Ved å inkludere disse sprekkparameterne kan man dermed bestemme *bergmassens*, og ikke bare det intakte bergets styrke som vist i formel 2-12. GSI-verdien varierer fra omtrent 10 for bergmasse med ekstremt lav kvalitet til 100 for intakt berg. Det anbefales ikke å angi en presis verdi for GSI, da vurdering av GSI-verdien er for unøyaktig til at dette gir et godt bilde av bergmassen. Å oppgi GSI-verdien som et spekter (for eksempel 33-37) anbefales heller.

Hoek, et al. (2013) foreslår en sammenheng mellom noen av parameterne i Q-systemet og GSI-verdien som er gjengitt i formel 2-4. Formelen baseres på en teoretisk sammenheng mellom GSI og klassifiseringssystemet RMR (Rock Mass Rating), som videre kobles til Q. Hoek (2006) advarer mot at slike korrelasjoner kan være upålitelige, særlig for bergmasse av lav kvalitet.

$$GSI = \frac{52 \times (J_r/J_a)}{(1 + J_r/J_a)} + \frac{RQD}{2} \quad 2-4$$

I formelen benyttes ikke J_w og SRF fordi hverken vannsituasjonen eller bergspenningene er inkludert i GSI.

ⁱⁱⁱ ESR = Excavation Support Ratio

2.3 Bruddkriterier

Dersom berget lastes triaksialt, vil bruddstyrken øke sammenlignet med ved enaksiell testing. Bruddkriterier for berg beskriver brudd i berget ved matematiske formler, hvor spenningspåkjenningen fra omgivelsene og bergmassens egenskaper benyttes som inputparametere. Blant de mest brukte bruddkriteriene i bergmekanikk er Mohr-Coulomb- og Hoek-Brown bruddkriterium (Nilsen, 2016).

2.3.1 Mohr-Coulomb bruddkriterium

Mohr-Coulomb bruddkriterium beskriver når et isotropt materiale går til brudd gjennom en lineær formel. Mohr-Coulomb bruddkriterium er en funksjon av største (σ_1)- og minste hovedspenning (σ_3), eventuelt av normalspenning σ_n og skjærspenning τ . Bruddkriteriet kan uttrykkes som vist i formel 2-5. (Li, 2018).

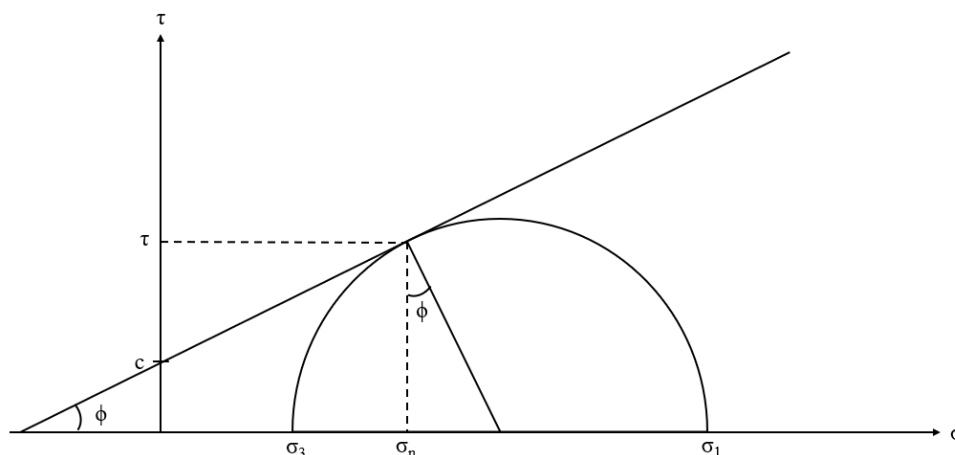
$$\tau = c + \sigma_n \times \mu = c + \sigma_n \times \tan \varphi \quad 2-5$$

hvor $\mu = \tan \phi$, der μ er friksjonskoeffisienten og ϕ er friksjonsvinkelen til materialet. Dersom man setter inn formel 2-6 og 2-7 i formel 2-5 kan man uttrykke Mohr-Coulomb bruddkriterium ved hovedspenningene som vist i formel 2-8. Formel 2-6 og 2-7 er gitt av Mohrs sirkel vist i figur 5.

$$\sigma_n = \sigma_3 + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)(1 - \sin \varphi) \quad 2-6$$

$$\tau = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right) \cos \varphi \quad 2-7$$

$$\sigma_1 = \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}\right) \sigma_3 + \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad 2-8$$



Figur 5 Mohrs sirkel viser sammenhengen mellom hovedspenningene (σ_1 og σ_3), normalspenningen (σ_n) og skjærfastheten (τ) til materialet.

Når $\sigma_3=0$ vil enaksiell trykkfasthet være gitt fra formel 2-9.

$$\sigma_1 = \sigma_c = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad 2-9$$

Dersom man setter $k = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}$ kan formel 2-8 skrives om til formel 2-10.

$$\sigma_1 = \sigma_c + k \sigma_3 \quad 2-10$$

2.3.2 Hoek-Brown bruddkriterium

Hoek-Brown bruddkriterium beskriver sammenhengen mellom største og minste hovedspenning ved brudd i berg. Bruddkriteriet forutsetter isotropiske materialegenskaper og er inspirert av Griffiths teori for sprø bruddannelse i glass. Ved empiriske forsøk ved triaksiale tester av bergprøver ble Hoek-Brown bruddkriterium for intakt berg presentert som i formel 2-11 (Hoek, 1994).

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0,5} \quad 2-11$$

σ'_1 og σ'_3 er henholdsvis største og minste effektive hovedspenning, σ_{ci} er enaksiell trykkfasthet for intakt berg, mens m_i er en Hoek-Brown-konstant. Konstanten m_i avhenger av bergartstype og kan leses av tabell 31 i vedlegg A.

I bergmekanikk skiller man mellom bergets *intakte* styrke, og *bergmassens* styrke. *Bergmassens* styrke påvirkes av oppsprekking og svakhetsplan i berget, og er derfor lavere enn bergets intakte styrke. Det generaliserte Hoek-Brown bruddkriteriet for bergmasse (formel 2-12) beskriver *bergmassens* styrke (Hoek, 2006).

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad 2-12$$

Bergmassens oppsprekking klassifiseres av Geological Strength Index (GSI) (ref. kapittel 2.2.2) Fra GSI, forstyringsfaktoren D for skader påført av sprengning og konstanten m_i beregnes Hoek-Brown konstanten for bergmasse m_b og konstantene s og a gjennom formlene 2-13, 2-14 og 2-15. Tabell for bestemmelse av forstyringsfaktoren D finnes i vedlegg B.

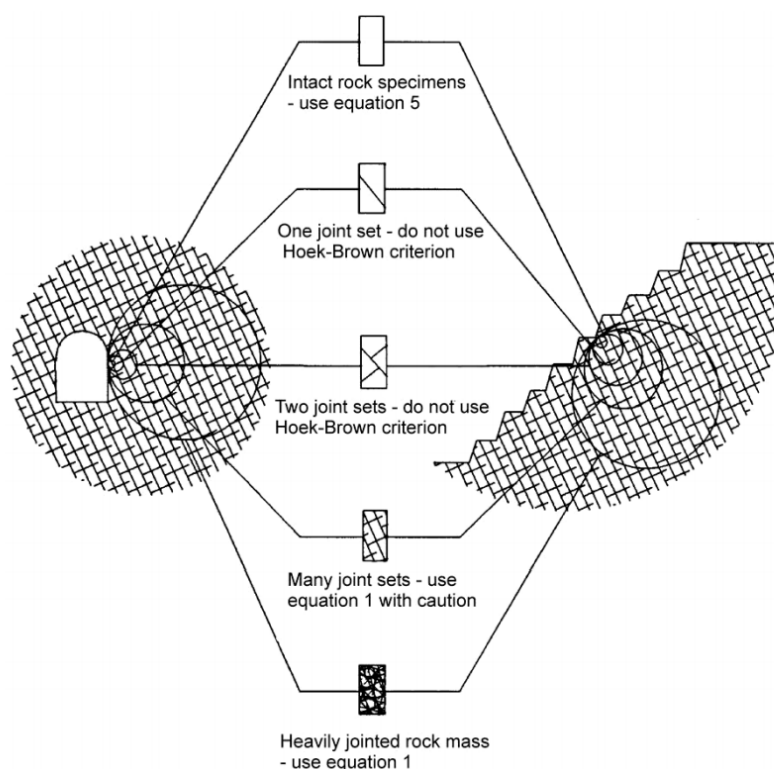
$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad 2-13$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad 2-14$$

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

Hoek (2006) påpeker at ved bruk av det generaliserte Hoek-Brown bruddkriteriet for bergmasse antas isotropiske materialegenskaper. Det advares derfor mot å benytte bruddkriteriet dersom oppsprekkingsgraden ikke er tilstrekkelig. Dersom blokkstørrelsen er i samme størrelsesorden som området hvor styrken undersøkes bør bruddkriteriet ikke benyttes. I figur 6 vises hvordan antagelsen om isotropiske materialegenskaper gjelder intakt berg, men ikke for bergmasse hvor et eller to sprekkesett dominerer bergmassens styrke. Ved svært oppsprukket bergmasse eller

dersom et større volum betraktes vil materialet igjen ha isotrope egenskaper og formel 2-12 kan benyttes.



Figur 6 Diagram for anbefalt bruk av Hoek-Brown bruddkriterium. Equation 1 og Equation 5 i figuren tilsvarer henholdsvis formel 2-11 og 2-12 i denne studien (Hoek, 2006).

Bruk av GSI bør begrenses på lik linje med bruk av Hoek-Brown bruddkriterium i henhold til figur 6. Når blokkstørrelsen er liten sammenlignet med tunnelens spennvidde er antagelsen om isotrope materialegenskaper ivarettatt. Man kan derfor ha god tillit til bruk av GSI og Hoek-Brown bruddkriterium kan i slike tilfeller (Hoek, 2006).

2.4 Youngs modultall for bergmasse, E_{rm}

Som tidligere nevnt kan det være stor forskjell på *bergartens* og *bergmassens* egenskaper. Dette gjelder særlig for sterkt oppsprukket bergmasse, hvor både bergmassens styrke og stivhet reduseres betraktelig. I kapittel 2.3.2 presenteres hvordan oppsprekningen påvirker bergmassens styrke. Bergmassens elastisitetsmodul, E_{rm} , kan beregnes ved bruk av Hoek-Diederichs ligning (formel 2-17) (Hoek & Diederichs, 2006). Elastisitetsmodulen for intakt berg, E_i , kan enten finnes gjennom testing av enaksiell trykkfasthet som forklart i kapittel 2.1, fra tabeller basert på bergartstype (Nilsen & Palmström, 2000), eller fra formel 2.16 hvor MR er et forholdstall mellom σ_{ci} og E_i . For de fleste bergarter ligger MR mellom 200 og 500, men for skifrige bergarter kan MR være under 200 (Deere, 1968).

$$E_i = MR \times \sigma_{ci} \quad 2-16$$

$$E_{rm} = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{(60+15D-GSI)/11}} \right) \quad 2-17$$

2.5 Svakhetssoner

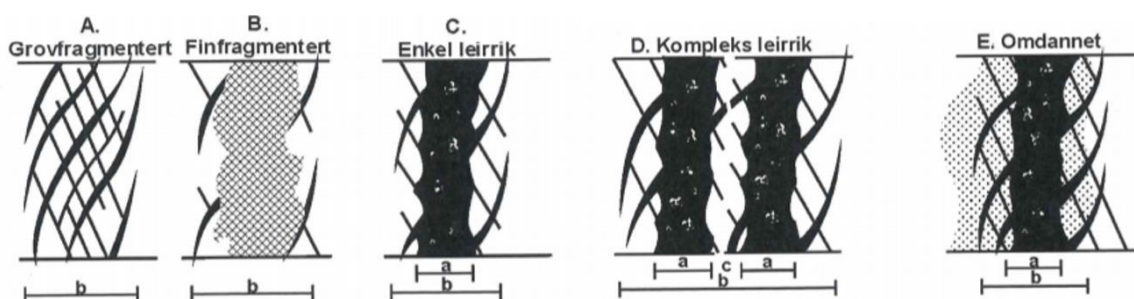
Svakhetssoner er soner hvor bergmassen har betydelig redusert styrke sammenlignet med omkringliggende bergmasse. Svakhetssoner er derfor et relativt begrep, og kommer an på styrken til det omkringliggende berget (Nilsen, 2016).

Det er vanlig å dele svakhetssoner i to hovedkategorier; svake bergartslag og tektoniske bruddsoner. Tektoniske bruddsoner kan igjen deles inn i spaltsoner og knusningssoner. Spaltsoner oppstår som strekkbrudd ved skjærpåkjenning og kjennetegnes av å ha en definert tykkelse, lite oppsprekking og forvitret sideberg. Knusningssonene har en mer gradvis overgang fra et sentralt oppknust parti til det mer intakte sideberget. Mineralfyllingen i spaltsoner består av tilførte eller utfelte mineraler, mens knusningssonene inneholder oppknuste bergartsfragmenter og bergartsmel sammen med omvandlede og nyutfelte leirmineraler.

I figur 7 vises noen ulike typer knusningssoner. I de leirrike knusningssonene (C, D og E) har sonen et (eller flere) sentralt leirrikt parti, og mer spredte leirfylte sprekker inn i sideberget. Dersom det tilstøtende sideberget er feltspatholdig vil også denne bergmassen kunne bli delvis leiromvandlet uten å miste sin opprinnelige struktur (figur 7E) (Selmer-Olsen, 1970).

Svelleleiren montmorillonitt er et resultat av forvitring av plagioklas-feltspat, og man kan forvente å finne denne typen mineraler i knusningssoner i plagioklasrike bergarter (Nilsen, 2016). I svakhetssoner med innhold av montmorillonitt kan svelling og slaking føre til stabilitetsproblemer. Tilstedeværelse av montmorillonitt i svakhetssoner har vært utpekt som hovedårsak til ustabilitet ved flere kjente tunnelkollapser i Norge (Nilsen, 2011). Mekanismene er nært knyttet til interaksjonen mellom leirmaterialet og vann (Goodman, 1993).

Hvilke problemer som kan oppstå i denne typen svakhetssoner er gjennomgått i prosjektoppgaven *Beskrivelse av problemer knyttet til svelling og slaking i svakhetssoner* skrevet av Jon Torstein Toft høsten 2020. I kapittel 2.5.1 - 2.5.5 presenteres fenomenene svelling og slaking, hvilke stabilitetsproblemer de fører til i tunneler og bergrom, samt hvilke hensyn man bør ta ved bergsikring ved denne typen bergrespons.



Figur 7 Inndeling av ulike typer knusningssoner (Nilsen, 2016; Selmer-Olsen, 1966).

2.5.1 Svelling

Svelling er volumutvidelse som følge av adsorpsjon av vann og ioner på partikkeloverflaten (Nilsen, 2016). Smektitt er en samlebetegnelse på leirmaterialer med svellende egenskaper. Montmorillonitt er den mest utbredte av svelleleirene, men leirmineraler som beidelitt, hectoritt og nontronitt er også smektittleirer (SNL, 2020). Montmorillonitt er den smektittypen som skaper mest problemer i tunnelanlegg, og er også det mineralet som preger leirsleppene i svakhetssonen beskrevet i denne studien.

Montmorillonitt dannes ved hydrolysering av plagioklas-feltspat. I hydrolyseresaksjonen vil aggressive H^+ -ioner reagere med kationene på plagioklas-mineralets overflate og erstatte disse i en ionebytteprosess.

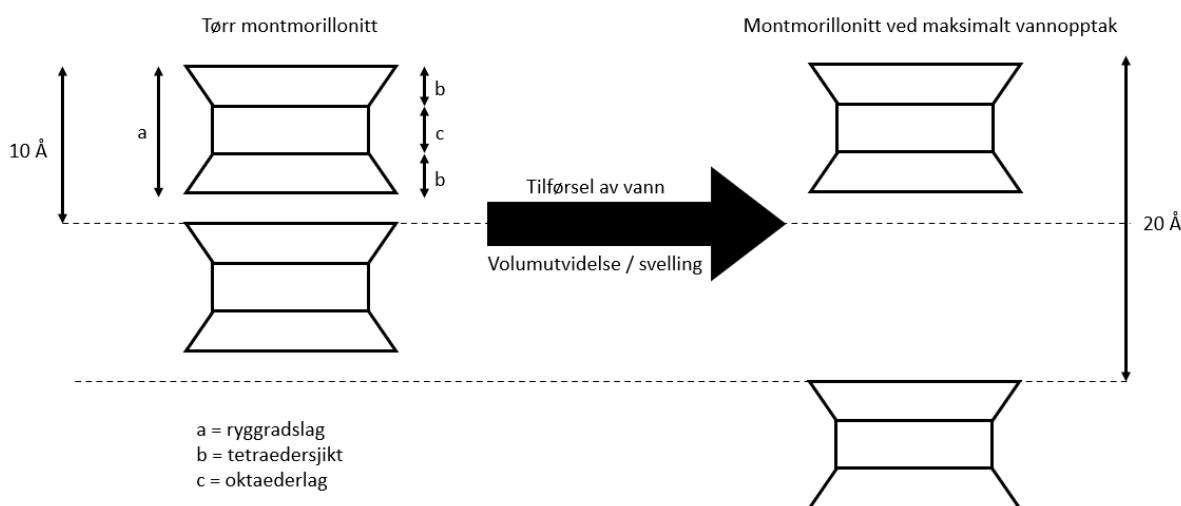
Leirmineraler er sjiktsilikater bygd opp av silisiumsjikt og aluminiumsjikt lagt oppå hverandre. Silisiumsjiktet er bygd opp i tetraederstruktur, hvor enhetscellen i strukturen er $Si_2O_5^{2-}$. Aluminiumsjiktet er bygd opp i en oktaederstruktur, hvor hvert Al^{3+} -ion er omgitt av seks oksygen eller hydroksidioner. I montmorillonitt er ryggradslagene bygd opp av to silisiumsjikt (tetraedersjikt) med et aluminiumsjikt (oktaedersjikt) mellom.

Bindingene mellom ryggradslagene i montmorillonitt er såpass svake at vann lett trenger inn mellom dem. På grunn av overflatearealet som eksponeres mellom ryggradslagene i montmorillonitt har denne leirtypen et spesielt høyt overflateareal, og dermed høy svelleevne. I andre leirmineral er bindingene mellom ryggradslagene sterkere, og det er dermed ikke plass for vannmolekyl å trenge inn mellom ryggradslagene (Nilsen, 2016).

Svelleprosessen deles inn i to hovedstadier, hydratisering og osmotisk svelling. Hydratiseringsprosessen går ut på at vannmolekyler på grunn av sitt dipolmoment adsorberes på leirpartikkelens negativt ladde overflate. Osmose defineres som prosessen hvor forskjellen i konsentrasjonen i to løsninger utlignes ved diffusjon av løsemiddelet fra den svakere til den sterkere løsningen (Kierulf, 2018). Konsentrasjonen av ioner er større mellom ryggradslagene enn i porevannet utenfor grunnet hydratiserte kationer adsorbent til leirpartikkelens overflate. Osmotisk svelling innebærer at vann strømmer inn til området med høyest ione-konsentrasjon for å skape likevekt (Brattli, 2015).

Repetisjonsavstanden mellom hvert ryggradslag i montmorillonitt er i tørr tilstand 10 \AA (1nm). Når leiren tar opp vann og sveller på grunn av vanninntrenging mellom ryggradslagene kan denne repetisjonsavstanden øke til en maksimalverdi på 20 \AA (2nm) (se figur 8) (Brattli, 2015).

Dersom leirmaterialet har liten eller ingen mulighet til volumutvidelse under vanninntrenging mellom ryggradslagene vil et svelletrykk oppstå. Svelletrykket som oppstår vil kunne redusere stabiliteten ved nydannelse av sprekker i tilstøtende sideberg og oppsprekking av sprøytebetong som derfor vil kunne miste sin sikringseffekt.



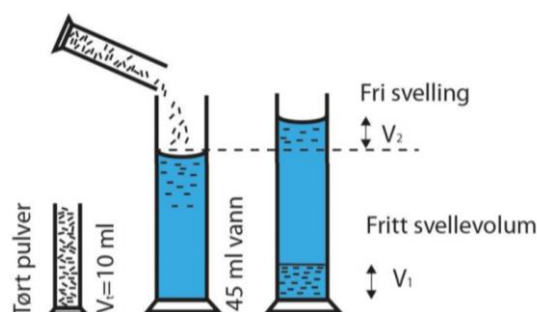
Figur 8 Skjematisk illustrasjon av volumutvidelse av montmorillonitt ved maksimalt vannopptak. Basert på figur fra (Nilsen, 2016).

Dersom svelleleire (montmorillonitt) mistenkes er det vanlig å utføre frisvellingstest og svelletrykksmåling i en ødometercelle. Slike tester ble i 2015 utført på materiale fra bergstaben mellom teknisk rom N2 og koplingsporet i Ulriken, og er derfor forklart kort under. Resultatene fra testene presenteres i kapittel 3.3.3 og vedlegg C. I tillegg til frisvellingstest og svelletrykksmåling, kan en kvalitativ fargetest utføres for å påvise om svelleleire er tilstedeværende. Røntgendiffraksjonsanalyse brukes for å bestemme mineralsammensetningen til et materiale, og kan brukes til å påvise montmorillonitt (NFF, 2008).

I frisvellingstesten finner man fri svelling (FS) og fritt svellevolum (FSV). I testen heller man 10 ml (V_t) tørt pulver $> 20 \mu\text{m}$ ned i en målesylinder før 45 ml vann tilsettes. Svellingen og sedimentasjonen som forekommer gir grunnlag for beregning av FS og FSV er gitt henholdsvis i formel 2-18 og 2-19 V_1 er sedimentert volum, mens V_2 er vannsøylens stigning i volum (se figur 9) (NFF, 2008; Vegdirektoratet, 2016). Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG, 1985) og Statens Vegvesen (Vegdirektoratet, 2016) har ulike forslag til klassifisering av aktiviteten til et materiale basert på fri svelling. Klassifiseringene for aktivitet basert på fri svelling er vist i tabell 1.

$$FS = \frac{V_1}{V_t} \times 100\% \quad 2-18$$

$$FSV = \frac{V_1 - V_2}{V_2} \times 100\% \quad 2-19$$



Figur 9 Prinsipp for frisvellingstest (Vegdirektoratet, 2016).

Tabell 1 Klassifisering av aktivitet basert på fri svelling.

| Aktivitet | (Vegdirektoratet, 2016) | (NBG, 1985) |
|---------------|-------------------------|----------------|
| Svært aktivt | FS > 150 % | FS > 200 % |
| Middels aktiv | FS = 120-150 % | FS = 140-200 % |
| Lite aktivt | FS = 80-120 % | FS = 100-140 % |
| Ikke aktivt | FS < 80 % | FS < 100 % |

Svelletrykksmåling utføres ved å tilsette vann til en tørr leirprøve i en ødometercelle. Prøven i cellen holdes ved konstant volum og svelletrykket registreres fram til det har stabilisert seg (minimum 1 døgn). Prøven som brukes i testen består av 20 g $20 \mu\text{m}$ fraksjon som har blitt forkonsolidert til 2 MPa. Klassifiseringen av aktivitet basert på svelletrykk finnes i tabell 2. Det er viktig å påpeke at svelletrykket målt i laboratorieforsøk ikke er det samme svelletrykket som materialet vil sette opp mot sikringskonstruksjonen. Dette kommer av at man i felt ikke vil kunne mobilisere hele svelletrykket og at noe av svelletrykket som mobiliseres vil tas opp av den omkringliggende bergmassen (Vegdirektoratet, 2016; Nilsen, 2016).

Tabell 2 Klassifisering av aktivitet basert på svelletrykksmåling (Vegdirektoratet, 2016).

| Aktivitet | Svelletrykk [MPa] |
|------------------|--------------------------|
| Svært aktivt | > 0,75 |
| Middels aktivt | 0,30 – 0,75 |
| Lite aktivt | 0,10 - 0,30 |
| Ikke aktivt | < 0,10 |

2.5.2 Slaking

Slaking er oppsmuldring eller desintegrering av berg når berget blir utsatt for fuktighet, blir vannmettet eller nedsenket i vann (Nilsen & Palmström, 2000). Slaking skyldes dannelse av mikrosprekker i kornskjelettet på grunn av osmotisk svelling og trykkrefter fra komprimert luft i porer når materialet fuktes (Seedsman, 1986). Intensiteten i slakingen vil øke med flere sykluser av fukting og tørking. På grunn av svellingens oppbrytende effekt er berg som inneholder montmorillonitt særlig utsatt for slaking (Goodman, 1993).

Pyroklastiske magmatiske bergarter og leirholdige sedimentære bergarter som flysch, leirstein og slamstein er kjente for å være utsatt for slaking (Selen, et al., 2020; Dhakal, et al., 2002). I tilfeller med svakhetssoner med montmorillonitt med sideberg rikt på plagioklas-feltspat kan forvitring av plagioklas til montmorillonitt i sideberget forekomme. Det leirinfiserte berget kan beholde sin intakte struktur og se forholdsvis likt ut, men egenskapene til berget kan endres betraktelig (Selmer-Olsen, 1970). Slikt leirinfisert sideberg kan være utsatt for slaking (Toft, 2020).

Oppsmuldringen og desintegreringen som forekommer ved slaking fører til reduksjon av styrken til berget. I flere studier vises en sammenheng mellom enaksial trykkfasthet og holdbarhet mot slaking (Skrede, 2017; Koncagül & Santi, 1999; Sharma & Singh, 2008). Slaking vil også føre til økt oppsprekking av bergmassen, som igjen vil redusere bergmassens styrke, fordi bergmassens styrke i stor grad bestemmes av oppsprekkingen.

I ISRM's metode for bestemmelse av holdbarhet mot slaking benyttes Slake Durability Test (ISRM, 1977). Hvordan denne testen utføres presenteres i kapittel 4.2.2.

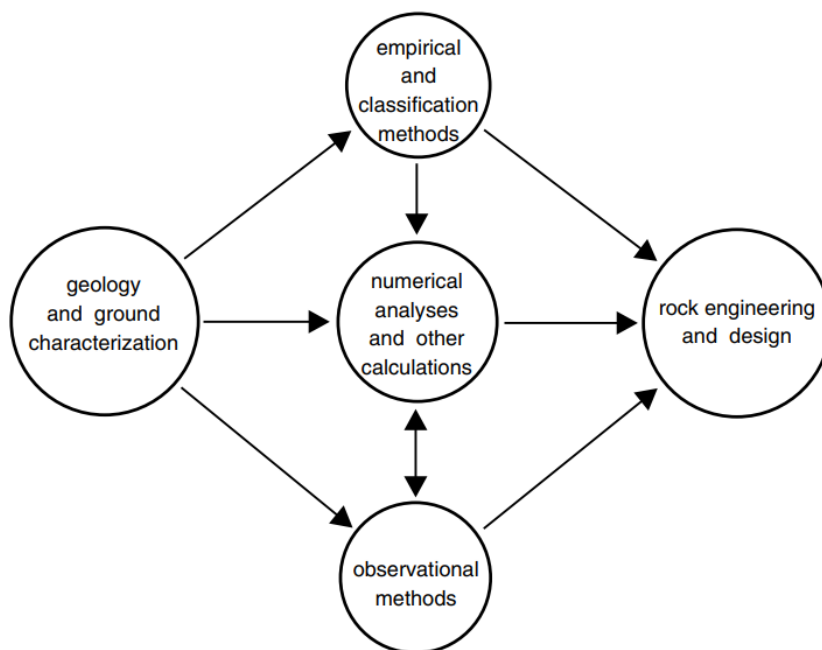
2.5.3 Bergsikring i svakhetssoner

Hensikten ved gjennomføring av et ingeniørgeologisk prosjekt er å bygge en konstruksjon på en måte som oppfyller kravene til bruk og sikkerhet for prosjektet. Ved dimensjonering av bergsikring i svakhetssoner kan flere ulike verktøy tas i bruk. Eksempler på slike verktøy er empiriske klassifiseringssystemer, numerisk modellering, analytiske metoder og observasjonsmetoden (se figur 10). Samvirke mellom disse verktøyene kan gi en optimalisert løsning for design av bergsikring som kan redusere kostnadene, og samtidig gi akseptabel stabilitet.

Hvilke designverktøy som passer best, avhenger av typen ustabilitet som kan oppstå. Palmström & Stille (2007) skiller mellom tre hovedtyper ustabilitet; gravitasjonsindusert utfall, spenningsindusert ustabilitet og vannindusert ustabilitet. Den siste kategorien inkluderer svelling og slaking i bergmassen.

I over tre tiår har armerte sprøytebetongbuer blitt brukt som bergsikring i svakhetssoner i tunneler (Grimstad, et al., 2002). Q-systemet anbefaler bruk av armerte sprøytebetongbuer

(RRS^{iv}) i sikringskategori 6 og høyere (NGI, 2015) (se figur 40). I moderne tunnelbygging har buene i stor grad erstattet full betongutstøping, men fortsatt benyttes full utstøping i brede soner med svelleleire (Statens Vegvesen, 2006).



Figur 10 Verktøy som kan benyttes ved sikringsdesign i tunneler (Palmström & Stille, 2007).

Prefabrikerte gitterbuer kan benyttes som alternativ til konvensjonelle sprøytebetongbuer (RRS) (Statens Vegvesen, 2008). Forskjellen på buene vises i figur 11. De prefabrikerte buene leveres i passende deler og settes sammen på tunnelstuppen. Installasjon av gitterbuer er derfor langt raskere enn for konvensjonelle RRS-buer (ca. 30 min installasjonstid). Gitterbuene tar opp krefter umiddelbart etter installasjon, mens de RRS-buene først gir effekt når betongen herder. De prefabrikerte buene fungerer dermed både som arbeidssikring og permanent sikring. En annen fordel med de prefabrikerte gitterdragerne er at gurtene er avstivet med spindler som dermed motvirker skjærdeformasjon mellom armeringslagene (HWE (2021) og personlig kommunikasjon med Tomm Harald Huth, daglig leder i HWE, leverandør av Pantex Gitterbuer, 03.05.21).



Figur 11 T.v. Konvensjonelle armerte sprøytebetongbuer (RRS). T.h. Prefabrikerte gitterbuer (Statens Vegvesen, 2008). Fotografiene er tatt før buene ble tildekket av sprøytebetong

^{iv} RRS = Reinforced Ribs of Sprayed Concrete

Ulempen med de prefabrikerte buene er at de kan være vanskeligere å sprøyte inn enn konvensjonelle sprøytebetongbuer. RRS-buene gir også større fleksibilitet i tilpasning av buene til tunnelkonturen ved overberg. Ifølge Statens Vegvesens *Teknologirapport nr. 2538 Arbeider foran stuff og stabilitetssikring i vegtunneler*, vil gitterbuer bygge ut ca. 200 mm pluss overdekning av sprøytebetong (Statens Vegvesen, 2008). Dersom plassproblemer kan oppstå ved bruk av konvensjonelle buer (RRS) anbefales gitterbuer i stedet.

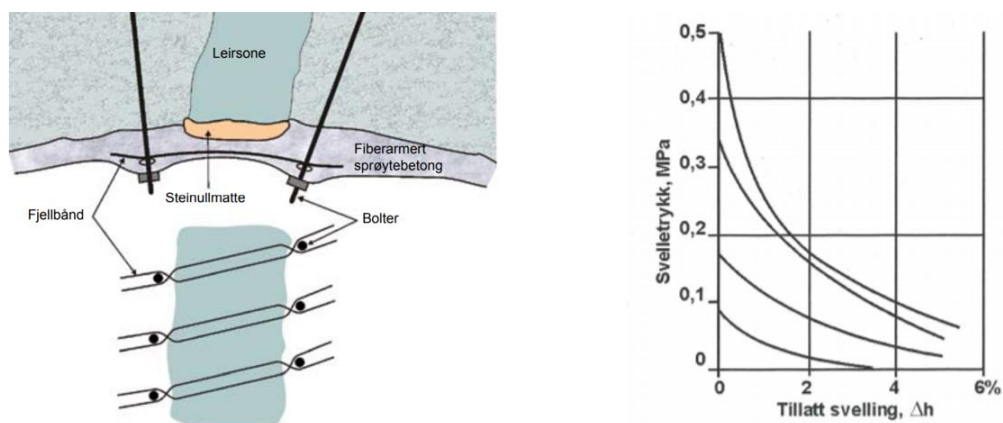
Mens valg av tykkelse på- og antall armeringsjern i konvensjonelle sprøytebetongbuer (RRS) kan velges på bakgrunn av Q-systemet må beregninger legges til grunn for valg av armerte gitterbuer. Gitterbuer ble brukt ved bygging av ny jernbanestasjonshall i Holmestrand. Numerisk modellering i programvaren Phase 2 ble utført for dimensjonering av gitterbuene (Kveldsvik, et al., 2011). I programvaren (forløperen til RS2) er det mulig å undersøke sikkerhetsfaktoren til gitterdrager og betong i konstruksjonen i kapasitetsplott.

Erfaring tilsier at store krefter ikke overføres fra bergsikringen til sprøytebetongbuene. Buene vil imidlertid gi en ekstra sikkerhet i soner hvor ekstra laster kan oppstå på grunn av f.eks. svelletrykk på sikringskonstruksjonen (Statens Vegvesen, 2008).

2.5.4 Bergsikringsstrategi ved svelling

Bergmasse preget av svelling kan by på vanskeligheter ved design av bergsikring, og flere designverktøy kan derfor benyttes sammen for å gi en bredere forståelse av bergets respons. Palmström & Stille (2007) advarer mot ukritisk bruk av klassifiseringssystemer ved design av bergsikring i svakhetssoner med svelleleire. I situasjoner med komplekse geologiske forhold anbefales det å i stor grad legge vekt på bruk av ingeniørfaglig skjønn. Dette innebærer å bruke designverktøyene med varsomhet, samt å kjenne til svakhetene og begrensingene til slike verktøy. Ved bruk av flere verktøy parallelt kan man ved bruk av skjønn dermed redusere feilkilder ved å benytte verktøy som supplerer hverandre.

Det viktigste hjelpemiddelet ved design av sikringsmidler i svakhetssoner preget av svelling er imidlertid å gi rom for noe deformasjon i sikringskonstruksjonen (fendrende sikring). Dersom man tillater en volumutvidelse for sleppematerialet på 5% vil svelletrykket som påføres sikringsmidlene fra sleppematerialet reduseres betraktelig. I praksis kan dette utføres ved å plassere et lag med steinull mellom leirsonen og sprøytebetongen som svelleleiren kan ekspandere i. Leirsoner på opptil 50 cm har blitt sikret med vellykket resultat med bruk av steinull (Selmer-Olsen, 1970; Nilsen, 2016). Prinsippet ved bruk av steinull illustreres i figur 12.



Figur 12 T.v. Metode for fendrende sikring av mindre slepper med svelleleire med steinull og sprøytebetong (NFF, 2008). T.h. Effekt av volumutvidelse på svelletrykket (Nilsen, 2016).

I svakhetssoner med svelleleire anbefales innstøpte bolter. Det understrekes imidlertid at slike bolter kan være for stive i soner med svelleleire hvor store deformasjoner kan oppstå. Bruk av sprøytebetongbuer (RRS) er vanlig praksis i soner med svelleleire (NFF, 2020). For å kunne ta opp deformasjoner må sprøytebetongen i buene minimum tilfredsstillende energiabsorpsjonsklasse E700 (NFF, 2008).

Dersom sprøytebetongen sprøytes rett på leirsonen, tillates ingen deformasjon og svelletrykket vil være betraktelig høyere. Resultatet kan være oppsprekking av sprøytebetongen, som igjen kan føre til at sprøytebetongen mister sin effekt ved å binde sammen bergmassen i tunnelen til en lastbærende bue (Nilsen, 2016). Tunnelkollapsen i Hanekleivtunnelen, hvor 250 m³ bergmasse raste ned i tunnelen 10 år etter ferdigstilling av tunnelen, er et eksempel på de katastrofale følgene svelleprosesser i svakhetssoner i verste fall kan føre til (Nilsen, 2011). Et fotografi av tunnelkollapsen vises i figur 13.

Mao, et al. (2011) påpeker at oversikring kan forekomme i svakhetssoner med svelleleire. Dette kan skyldes at de fleste caser som undersøkes av svakhetssoner med svelleleire omhandler tunnelkollapser. Stabile svakhetssoner hvor svelletrykket i mindre grad mobiliseres, neglisjeres i det empiriske grunnlaget for vurdering av sikringsmidler i slike svakhetssoner.



Figur 13 Tunnelkollapsen i Hanekleivtunnelen. Bildet ble tatt 2 uker etter kollapsen i tunnelhengen 1. juledag 2006 (Nilsen, 2011).

2.5.5 Bergsikringsstrategi ved slaking

Parameterne i Q-systemet tar ikke hensyn til slaking på en tilfredsstillende måte. Dersom reduksjon av bergmassens styrke som følge av slaking forventes, bør klassifiserings-systemer som Q-systemet benyttes med forsiktighet (Palmström & Stille, 2007). Andre verktøy for design av sikringsmidler kan med fordel benyttes for å gi en bredere forståelse av bergets respons på de ytre forholdene. Numerisk modellering av svekkelsen av berget har blitt utført av Skrede (2017) og Dehnavi & Sadeghi (2019) ved å gradvis redusere bergmassens styrke i modellen. Observasjonsmetoden (kapittel 2.7) bør inngå som en del av sikringsmetodikken slik at langtidsstabiliteten kan vurderes fortløpende. Dette kan f.eks. utføres ved bruk av spennings- og deformasjonsmålinger på tunneloverflaten og jevnlig observasjonsbefaringer hvor tilstanden til bergsikringen vurderes. Bruk av ingeniørfaglig skjønn hvor begrensningene til de ulike verktøyene vurderes på en fornuftig måte, vil være nødvendig for et fornuftig sikringsdesign i bergmasse hvor slaking kan forventes (Palmström & Stille, 2007).

Dersom desintegrering av berget som følge av slaking mistenkes, bør bergmassen tildekkes med sprøytebetong så fort som mulig (Goodman, 1993). Dette gjøres for å hindre at bergmassen tørker, og at slaking-effekten dermed forsterkes. Dersom berget står udekket, vil vanddamp fra luften trekke inn i bergmassen og bidra til slaking. Hvis berget tildekkes, vil slaking-effekten reduseres og berget vil beholde mye av sin opprinnelige styrke. Almenara (2020) argumenterer for at sprøytebetongbuer gir god sikringseffekt i bergmasse preget av slaking fordi metoden både gir høy lastbæringseffekt og god beskyttelse mot fukt.

2.6 Bergspenninger

I en bergmekanisk analyse er in-situ bergspenninger blant de tre hovedfaktorene som bestemmer stabiliteten til problemet sammen med bergmassekvaliteten og bergrommets geometri og størrelse (Li, 2018).

In-situ spenninger bestemmes av gravitasjonsspenninger, tektoniske spenninger, topografiske spenninger og residualspenninger. I tillegg kan geologiske inhomogeniteter og svakhetssoner føre til strukturbetingede spenninger fordi svakhetssoner har lav evne til å overføre spenninger. Retningen og størrelsen på største hovedspenningen kan derfor endres i møte med slike soner. Endringene vil redusere stabiliteten i bergrommet (Nilsen & Palmström, 2000).

Ved uttak av et bergrom vil spenningene rundt åpningen i berget forandres. Dette vil beskrives nærmere i kapittel 2.6.1. Ved idealiserte eksempler som sirkulære og elliptiske tunneltverrsnitt kan man benytte enkle formelverktøy som beskriver spenningene nær tunneloverflaten. Ved mer komplisert bergromsgeometri vil spenningsomlagringene imidlertid være mer komplekse.

Hvordan bergspenninger vil opptre i et bestemt punkt i berget etter et berguttak er med andre ord svært sammensatt. Spenningsmålinger som gir kvantitative data om bergspenningene, er derfor å foretrekke når man søker informasjon om bergspenningene i en bergmekanisk analyse. Dette kan utføres ved flatjekking, doorstopper-metoden eller ved hydraulisk splitting (Li, 2018). Ofte blir slike spenningsmålinger ikke utført, fordi de betraktes som for kostbare. I tilfeller hvor bergspenningene ikke er kjent, kan antagelser basert på tolkninger av nærliggende spenningsmålinger utføres.

Det er vanlig å anta vertikalspenningen som en hovedspenning, og at de to andre hovedspenningene ligger i horisontalplanet. Vekten av overliggende masser anses som den dominerende faktoren for vertikale spenninger og beregnes ofte fra formel 2-20 hvor $\gamma = \rho h$ er enhetsvekten til materialet og z er den vertikale overdekningen (ρ er tettheten til materialet) (Nilsen & Palmström, 2000).

$$\sigma_v = \gamma z \quad 2-20$$

De horisontale spenningene kan beregnes med faktoren K som beskriver sammenhengen mellom vertikale og horisontale hovedspenninger (formel 2-21 og 2-22). σ_H og σ_h beskriver henholdsvis største og minste horisontale hovedspenning.

$$\sigma_H = K_1 \times \sigma_v \quad 2-21$$

$$\sigma_h = K_2 \times \sigma_v \quad 2-22$$

2.6.1 Spenninger nær åpninger

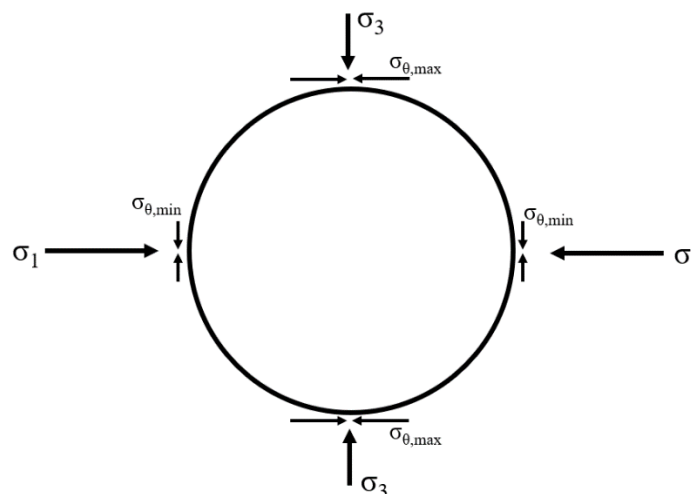
Ved uttak av et bergrom endres bergspenningene i området rundt tunnelkonturen. Noen områder vil oppleve større ansamling av spenninger, mens andre vil bli mer avspent. Når spenninger rundt åpninger beskrives, er det vanlig å skille mellom radielle spenninger (orientert radielt til tunnelkonturen) og tangentialspenninger (orientert tangentielt på tunnelkonturen). Tangentialspenningene (σ_θ) er de som i størst grad fører til spenningsinduserte stabilitetsproblemer, og disse vil derfor bli beskrevet.

For sirkulære tverrsnitt blir største og minste tangentialspenning som vist i formel 2-23 og 2-24 (Kirschs ligninger). Største tangentialspenning har samme retning som største hovedspenning, og minste tangentialspenning har samme retning som minste hovedspenning (se figur 14).

$$\sigma_{\theta,max} = 3\sigma_1 - \sigma_3 \quad 2-23$$

$$\sigma_{\theta,min} = 3\sigma_3 - \sigma_1 \quad 2-24$$

Betraktningene i Kirschs ligninger forutsetter at bergmassen ikke endrer egenskapene sine nær overflaten. Sterkt oppsprukket materiale vil ha redusert evne til å oppta spenninger. Dersom bergmassen er sterkt oppsprukket nær tunneloverflaten, vil spennningene ikke fordeles ideelt som vist i formel 2-23 og 2-24, og i figur 14. Høyere spenninger vil oppstå i den mer kompetente bergmassen, mens den mer oppsprukne bergmassen nær tunneloverflaten vil ha lavere spenninger (Nilsen, 2016).



Figur 14 Største og minste tangentialspenninger rundt et sirkulært tverrsnitt. Modifisert fra Li, 2018.

Både høye og lave bergspenninger kan føre til stabilitetsproblemer i forbindelse med et tunnelprosjekt. Høye bergspenninger kan føre til knepp, avskallinger og sprak i berget. Ved mer ekstreme tilfeller kan bergslag oppstå. Denne betegnelsen beskriver en tilstand hvor store nedfall med voldsom kraft oppstår grunnet høye bergspenninger. Sprakeberg og bergslag oppstår i sterke bergarter, og det er grunnet de store energimengdene som er involvert for å danne sprekker i berget at bruddannelsen har en så voldsom natur. I svakere bergarter med lavere elastisitetsmodul vil høye spenninger føre til store deformasjoner ved såkalt skviseberg (Nilsen, 2016).

Stor spenningsanisotropi fører til at minste tangentialspenning kan bli lav. Dersom strekkspenninger oppstår, vil eksisterende sprekker kunne åpne seg. Dårlig innspenning kan føre til utfall av løse blokker (Hoek, 2006).

2.7 Langtidsstabilitet

Svelling og slaking er prosesser som kan ha innvirkning på langtidsstabiliteten til et bergrom. Dette vises blant annet av tunnelkollapsen i Hanekleivtunnelen 10 år etter ferdigstilling av tunnelen (Nilsen, 2011).

Bergets responskurve (GRC^v) (figur 78) viser hvordan støttetrykket som bergsikringen blir utsatt for, synker når berget får deformere seg kontrollert. Bergsikringen representeres av «Support Characteristic Curve (SCC)». Når GRC møter SCC stopper deformasjonene fordi likevekt er oppnådd. Prinsippet som GRC baserer seg på idealiserte forhold hvor man betrakter en sirkulær tunnel med hydrostatisk bergspenning. Teorien illustrerer likevel hvordan installasjon av sikringsmidler som ikke er for stive på riktig tidspunkt, kan gi et vellykket sikringsdesign (Li, 2018).

For å ha kontroll på langtidsstabiliteten i situasjoner med utfordrende geologiske forhold benyttes ofte observasjonsmetoden. I Eurokode 7 (EN 7) anbefales bruk av observasjonsmetoden dersom det er vanskelig å forutse bergresponsen ved et berguttak (European Standard, 2004). I beskrivelsen av observasjonsmetoden i EN 7 er tunneler med svelling tillagt særlig vekt. EN 7 er en felleseuropeisk standard for geoteknisk prosjektering som dermed gjelder for prosjektering av anlegg i berg i Norge (NBG, 2011).

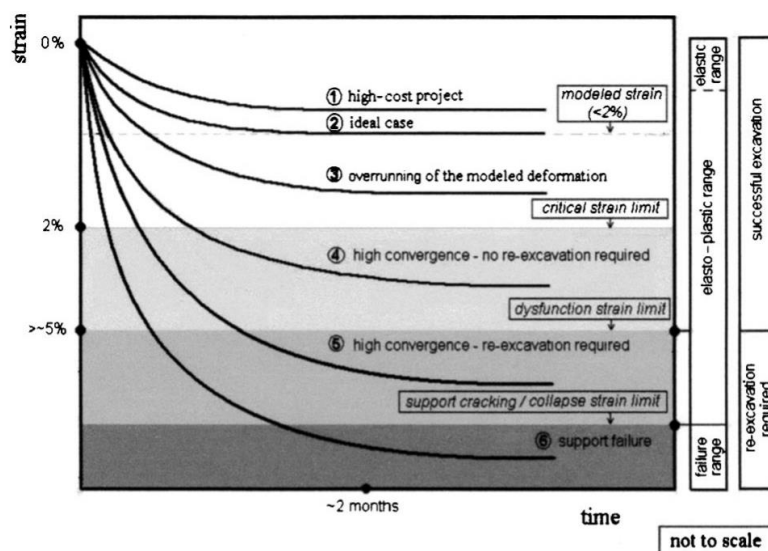
Observasjonsmetoden er ikke i seg selv en metode for prosjektering, men en metode for å verifisere at utført prosjektering er i henhold til forutsetninger til stabilitet bestemt på forhånd. Gjennom målinger og inspeksjoner i bygge- og driftsperioden til tunnelen, vurderes om akseptabel stabilitet er tilfredstilt. Målinger og observasjoner som utføres under driving og/eller under bruksfasen av et bergrom i observasjonsmetoden, inkluderer laboratorieundersøkelser, deformasjons- og spenningsmålinger og utvidet kontroll, registrering og kartlegging av berget (NBG, 2011).

I vedlegg D vises flytskjema for prinsipp for prosjektering med observasjonsmetoden samt aktuelle tiltak ved ulike typer stabilitet/bergklasse (NBG, 2011). Ved svellende berg anbefales bl.a. deformasjonsmålinger, observasjoner og kartegging for kontroll i byggefasen. I bruksfasen skal planlagte observasjoner og målinger utføres. Deformasjonsmålinger kan utføres ved konvergenzmålinger på tunneloverflaten eller ved bruk av borehullsekstensometer.

Flere metoder er foreslått for å bestemme terskelverdier for når deformasjonene ved et berguttak er for store. Sakurai (1981) påpeker at kritisk tøyning for usikret bergmasse ofte ligger mellom 0,1% og 1%. Grimstad, et al. (2002) opererer med 30 mm som grensen for akseptabel deformasjon for et tunnelspenn på 20 m etter installasjon av sikringsmidler. I figur 15 vises ulike grader av tidsavhengig deformasjon i tunneler. Kritisk tøyning hos Kontogianni, et al. (2004) (2%) er mindre konservativt enn hos Sakurai (1981) og Grimstad, et al. (2002). Figuren viser prinsippet om hvordan høyere deformasjoner kan gi større problemer, og i ytterste

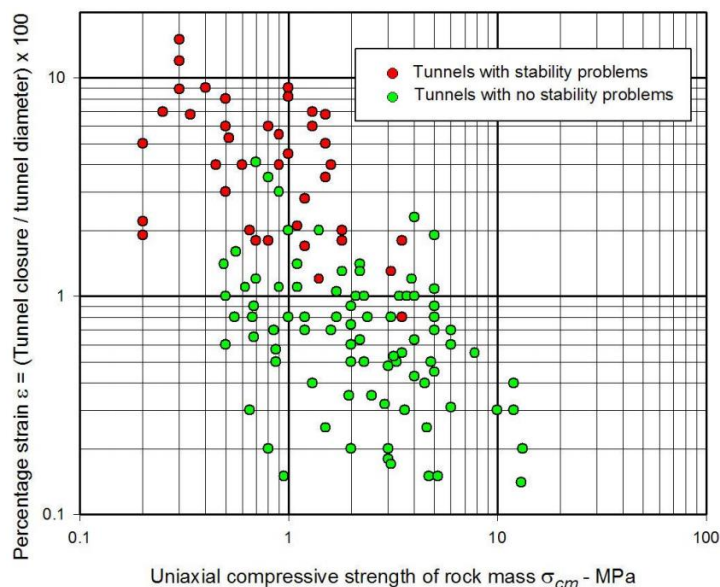
^v GRC = Ground Response Curve

konsekvens føre til kollaps. Noe deformasjon må imidlertid godtas som følge av bergets respons på spenningsomlagringer ved berguttak.



Figur 15 Idealiserte kurver for tidsavhengig deformasjon i tunneler (Kontogianni, et al., 2004).

I figur 16 vises hvordan 1% deformasjon kan betraktes som en kritisk grense for stabilitet i bergrom med skviseberg (Chern, et al., 1998 fra Hoek, 2006). Når stabilitetsproblemene i et bergrom preges av lavere spenninger og fare for nedfall av kiler er det viktig å i stor grad begrense deformasjonene, slik at blokker ikke får muligheten til å løsne (Kaiser & Tannant, 2001). Som påpekt i kapittel 2.5.4 gir imidlertid kontrollerte volumutvidelse økt stabilitet i svakhetssoner med svelleleire.



Figur 16 Observasjoner av sammenheng mellom deformasjoner, stabilitetsproblemer og bergartsstyrke (Chern, et al., 1998).

Andre målinger som kan utføres i situasjoner hvor bergresponsen er krevende å forutsi er spenningsmålinger og måling av belastning av sikringsmidlene. Spenningsmålinger kan utføres ved bruk av hydraulisk splitting, flatjekk eller ved bruk av overboring ved doorstopper-metoden. I doorstopper-metoden kan man kontinuerlig lese av spenningene, og dermed få informasjon om spenningsendringer (Li, 2018). For å overvåke belastningen som påføres sikringskonstruksjonen kan hydrauliske celler f.eks. installeres i sprøytebetongbuene. Visuelle

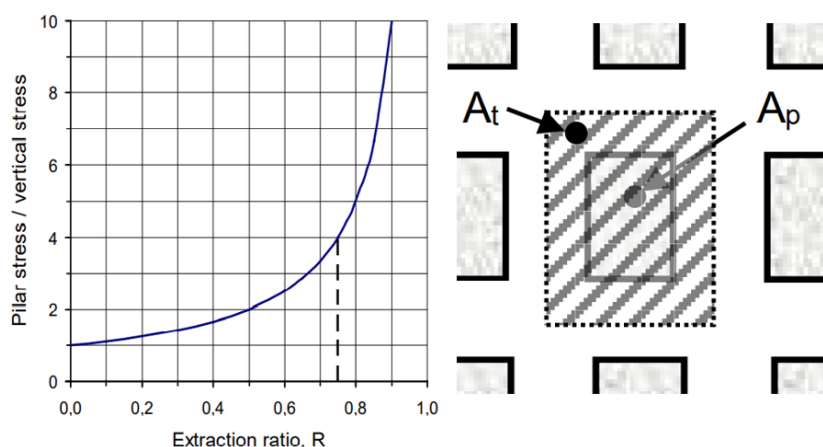
inspeksjoner hvor sprekker i sprøytebetongen, løse bolter og utvikling i vannsituasjonen observeres vil også kunne være av stor nytte når langtidsstabiliteten vurderes (Panthi, 2020; Grimstad, et al., 2008).

2.8 Pilarstyrke

Bruk av pilarer for å støtte opp et bergrom er vanlig i gruvedrift, og kan også benyttes i spesielle tilfeller i tunneler. Bergstabben mellom koplingsporet og N2 i Ulriken kan betraktes som en bergpilar som støtter opp bergrommet ved å ta opp de vertikale bergspenningene.

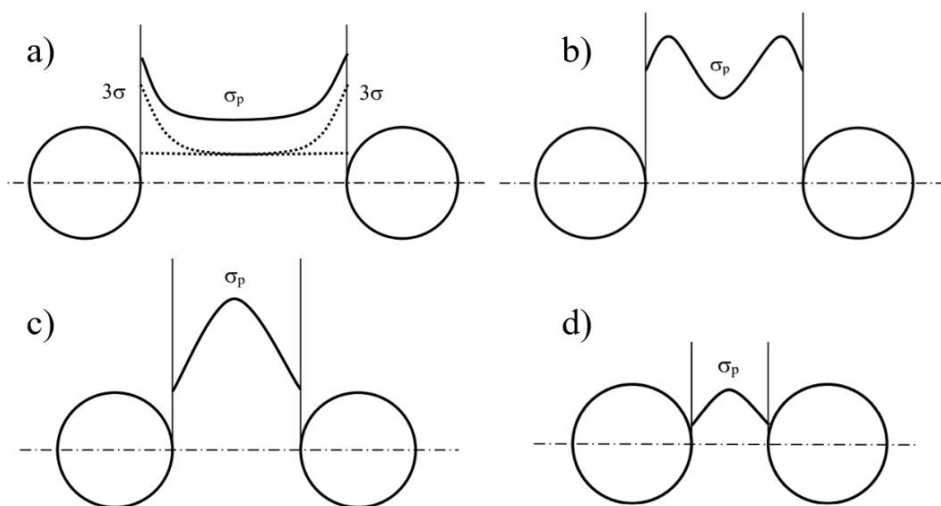
I tunneler er mulighetene for design av pilargeometri begrenset fordi bergrommets geometri allerede er strengt bestemt. I gruver kan pilarer spille en viktig stabilitetsforbedrende rolle, og enkelte designprinsipp finnes for å gi det mest ideelle pilardesignet. I figur 17 vises sammenhengen mellom uttaksforholdet (extraction ratio) og pilarspenningen. Uttaksforholdet er gitt i formel 2-25. A_t er tverrsnittarealet av bergsøylen over pilaren som belaster pilaren, mens A_p er tverrsnittarealet til pilaren. I figur 17 ser man at pilarspenningen øker raskere ved høyere uttaksratio. Dette medfører at en endring fra $R=0,75$ til $0,85$ gir stor endring i pilarspenningen. I gruvedrift er et uttaksforhold høyere enn $0,75$ derfor uvanlig (Li, 2018).

$$R = \frac{A_t - A_p}{A_t} \quad 2-25$$



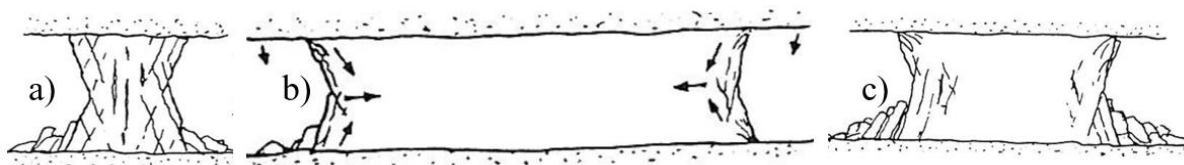
Figur 17 Forholdet mellom pilarspenning og vertikalspenning plottet mot uttaksforholdet (extraction ratio) (Li, 2018).

I figur 18 vises et idealisert eksempel av spenningen i en pilar mellom to sirkulære tunneltverrsnitt. I figuren reduseres pilarbredden slik at belastningen øker, og pilaren gradvis går i brudd. Ved elastisk deformasjon opptrer de største spenningene i pilaren på tunneloverflaten (figur 18a). Dette er årsaken til at man ofte ser overfladisk avskalling på pilarer. Når oppsprekking oppstår på overflaten reduseres evnen til å ta opp spenninger, og de maksimale pilarspenningene flyttes innover mot sentrum av pilaren. En kamelformet spenningsfordeling i pilaren oppstår (figur 18b). Dersom pilarens tykkelse reduseres videre, vil de to spenningspuklene fortsette innover og møtes på midten (figur 18c). Bruddannelsen gjennomgår nå hele pilaren. Dersom pilarens tykkelse reduseres ytterligere vil pilarspenningen fortsatt ha dromedarform, men pilarens evne til å ta opp spenninger vil gradvis reduseres (figur 18d). I bergstabben betraktet i denne studien reduseres ikke pilarens tykkelse, men en tilsvarende effekt vil kunne oppstå når berguttak fører til økt belastning av pilaren (Li, 2018).



Figur 18 Spenningfordeling i pilar ved reduksjon i pilarens tykkelse, og dermed økende bruddutvikling: a) Elastisk deformasjon, b) Overfladisk oppsprukket pilar, c) Pilar med total bruddutvikling og d) Redusert styrke etter pilarbrudd (Li, 2018).

Parker (1974) beskriver bruddutvikling i pilarer med ulik tykkelse i en gruve i kalkstein. Dersom pilarens bredde er lavere enn høyden, vil pilarens styrke være lav fordi skjærbruddene som oppstår i ytre deler av pilaren vil kunne gjennomgå hele pilaren. Strekksprekker kan induseres sentralt i pilaren på en lignende måte som ved enaksiell testing av avlange prøvestykker (se figur 19a). Dersom pilaren er svært bred vil den sentrale delen av pilaren ha et omslutningstrykk, og pilaren vil være svært sterk (figur 19b). Ved en mellomting mellom disse ytterpunktene av pilarbredde beskriver Parker (1974) en langsom bruddutvikling i ytterkantene, og dermed en økende pålastning av bergpilarens sentrale del (figur 19c). Det understrekes at bergpilarene beskrevet av Parker (1974) representerer et eksempel på bergmekanisk erfaring fra en spesifikk case. I andre caser kan materialegenskapene og bergets respons kan være ulike.



Figur 19 Bruddutvikling i pilarer i kalkstein med ulik tykkelse (Parker, 1974).

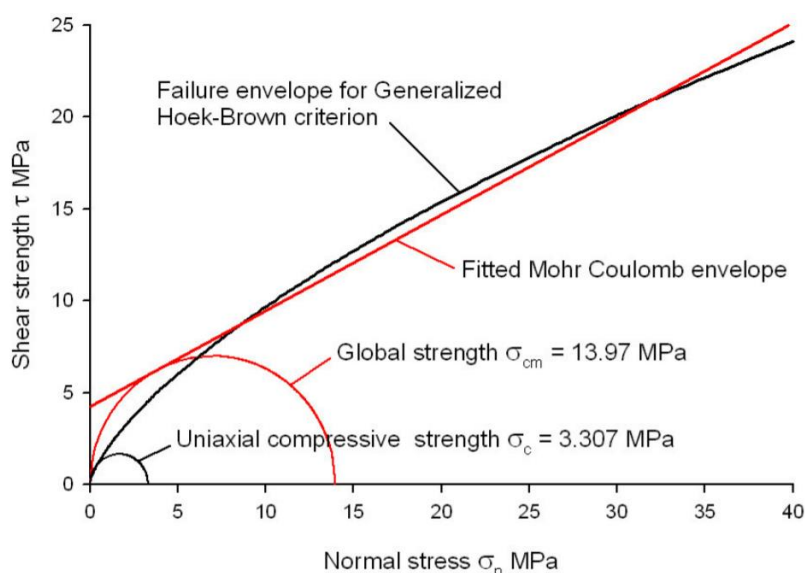
En pilar som støtter opp et bergrom vil belastes enaksielt. En metode for å sammenligne pilarens styrke med belastningen den utsettes for er skattepliktig arealmetode. Denne beregningsmetoden vil gjennomgås i større detalj i kapittel 4.3.1. En viktig input-parameter ved bruk av skattepliktig arealmetode er den enaksiale styrken til bergmassen. Ved beregning av pilarstyrken er det vanlig å benytte «global rock mass strength» fremfor enaksiell styrke fra det generaliserte Hoek-Brown bruddkriteriet for bergmasse (Hoek, et al., 2002). Den enaksiale trykkfastheten fra formel 2-12 forteller når berget på tunneloverflaten starter å gå i brudd. Slike grunne avskallinger vil ikke ha stor innvirkning på stabiliteten med mindre den propagerer videre inn i pilaren. For en pilar sin styrke er den totale styrken til pilaren det interessante og man betrakter derfor den globale styrken.

Den globale styrken er knyttet til Mohr-Coulomb bruddkriterium, hvor man setter omslutningstrykket lik null. Formel 2-9 gir den globale styrken til bergmassen, σ_{cm} . Det

bemerket at kohesjonen c og friksjonsvinkelen ϕ her gjelder for bergmasse og ikke intakt berg. I programvaren RocData kan σ_{cm} beregnes fra σ_{ci} , GSI og D under forutsetningen $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_{ci}/4$ ved formel 2-26. σ_t er strekkstyrken til bergmassen (Hoek, 2006; Hoek, 2005). I figur 20 vises hvordan enaksiell styrke basert på generalisert Hoek-Brown bruddkriterium og global styrke for bergmassen basert på Mohr-Coulomb gir ulikt resultat.

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(\frac{m_b}{4} + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad 2-26$$

Dersom man installerer bolter gjennom hele pilaren som deretter forspennes i begge ender kan et horisontalt omslutningstrykk induseres i pilaren. Innspenningen som dannes i pilaren vil øke pilarstyrken (Grøv, 2020).

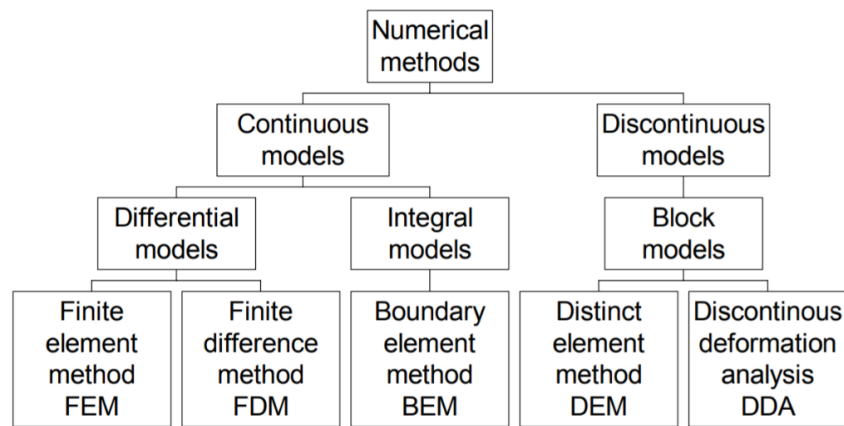


Figur 20 Plott av bruddkonvoluttene til generalisert Hoek-Brown bruddkriterium for bergmasse og Mohr-Coulomb bruddkriterium. Den enaksiale trykkstyrken $\sigma_{c,m}$ og den globale styrken σ_{cm} defineres i figuren (Hoek, 2005).

2.9 Numerisk modellering

I numerisk modellering for bergteknikk benyttes matematiske modeller for å beskrive bergmassens respons på en belastning som påføres. I denne studien har numeriske modeller blitt benyttet for å undersøke bergoppførselen ved spenningsomlagringene som følger utsprenningen av berget mellom koplingstunnelen og det gamle tunnellopet i Ulriken jernbanetunnel. Ved numerisk modellering ønsker man å finne et resultat med akseptabel grad av nøyaktighet, på tross av at numeriske modeller alltid vil gi forenklete gjenskapninger av de reelle forholdene (Rocscience, 2020).

De tre mest benyttede metodene for modellering av bergmasse er *Finite Element Method* (FEM), *Boundary Element Method* (BEM) og *Distinct Element Method* (DEM). FEM og BEM er kontinuerlige modeller, mens DEM er en diskontinuerlig modell (Scheldt, 2002). I figur 21 vises de forskjellige hovedkategoriene av numerisk modellering.



Figur 21 Hovedkategorier for numerisk modellering for bergteknikk (Scheldt, 2002)

Finite element method (FEM) baseres på algebraiske ligninger som gir tilnærmede løsninger på partielle differensialligninger ved å dele problemet inn i mindre enheter (elementer) (Rocscience, 2020). Elementene henger sammen i punkter som kalles noder. Elementene kan være en-, to- eller tredimensjonale former av ulik type. Spenninger beregnes i hvert element og deformasjon beregnes i hver node. I *Boundary Element Method* (BEM) er det bare overflaten til bergmassen som blir diskretisert. Beregningene i denne typen modellering er derfor enklere enn i FEM (Scheldt, 2002). EX3 er et eksempel på programvare basert på BEM, mens RS2 og RS3 er eksempler på modelleringsverktøy for bergmekanikk som er basert på FEM (Rocscience, 2020). EX3 og RS2 benyttes i denne studien.

Discrete Element Method (DEM) baseres på å beskrive bergmassen med en diskontinuerlig blokkmodell til forskjell fra de kontinuerlige modellene FEM og BEM. Bergmasse er et diskontinuerlig materiale, og en diskontinuerlig modell gir derfor bedre mulighet til å modellere geologiske formasjoner og diskontinuiteter enn en kontinuerlig modell. I DEM beskrives styrken til materialet i stor grad av styrken til grenseflatene mellom blokkene. Egenskapene til det intakte berget og til sprekkene som gjennomgår materialet blir dermed karakterisert hver for seg. Bevegelsen til hvert element beregnes med tiden når bidrag fra tyngdekraft og interaksjon med andre blokker endrer seg. Eksempler på programvare basert på DEM er UDEC og 3DEC, men ingen av disse vil bli benyttet i denne analysen (Scheldt, 2002).

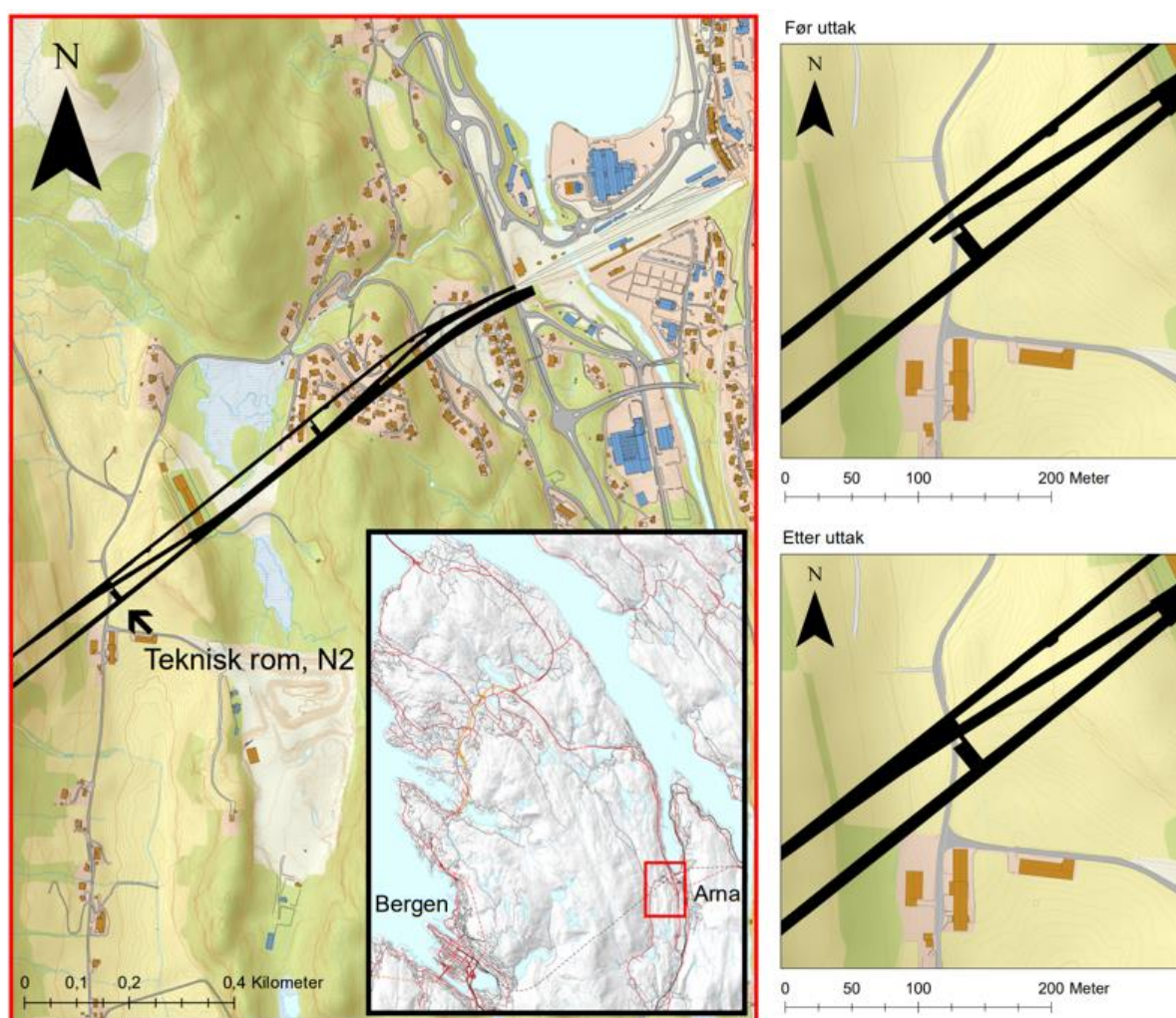
FLAC3D er et eksempel på Finite Difference Method (FDM). Programvaren er benyttet av Mao, et al. (2012) og Mao, et al. (2011) for modellering av svelletrykk på sikringskonstruksjonen. FLAC3D benyttes ikke i denne studien.

3 Geometriske og geologiske forhold

Stabilitetssituasjonen i jernbanetunnelen påvirkes av de geologiske omgivelsene og bergrommets geometri. En «desk study» hvor bergrommets geometri og de lokale geologiske forholdene er undersøkt presenteres derfor i dette kapitlet. I kapittel 3.3 vil tidligere undersøkelser og kartlegging utført ved driving av nytt tunneløp bli presentert. I kapittel 3.4 presenteres nærliggende bergspenningsmålinger. Antagelser om spenningene rundt bergrommet undersøkt i denne studien, basert på disse målingene, blir også presentert.

3.1 Bergrommets dimensjoner

Det tekniske rommet N2 og dobbeltsporet hvor koplingsporet møter det gamle tunneløpet ligger omtrent 120 m under veien i Langedalen i Arna, like nord for avkjørselen til Arna jordsortering. Bergrommet ligger en knapp kilometer fra tunnelens utløp i Arna. I figur 22 vises Ulriken jernbanetunnel nær Arna. Bergromsgeometrien før og etter uttaket er illustrert i figuren.

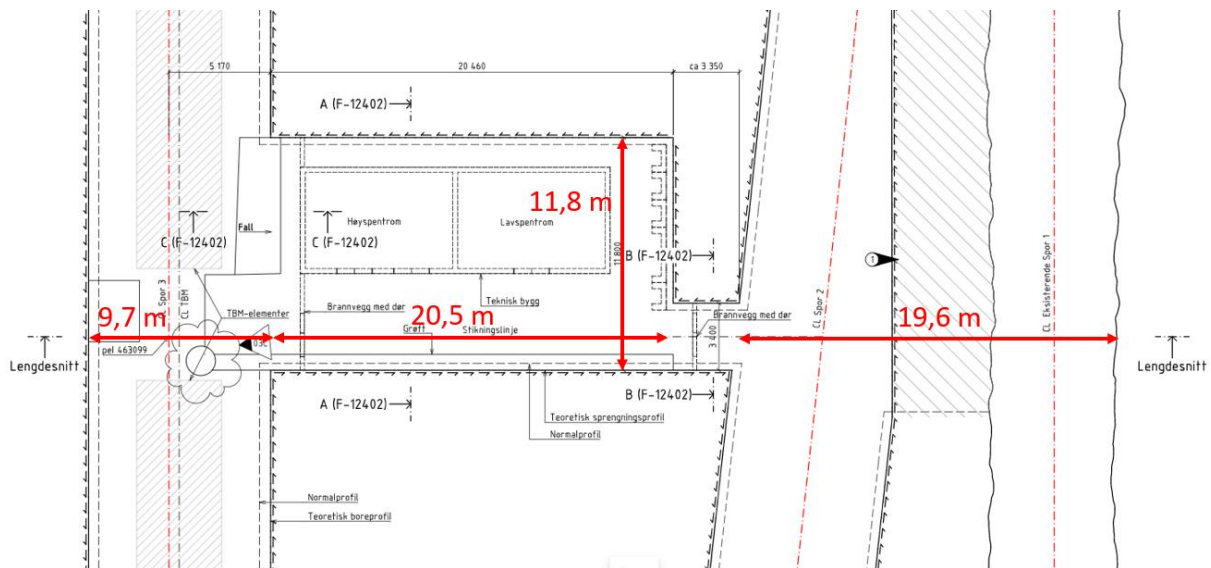


Koordinatsystem: WGS 1984 UTM Zone 32N Transverse Mercator

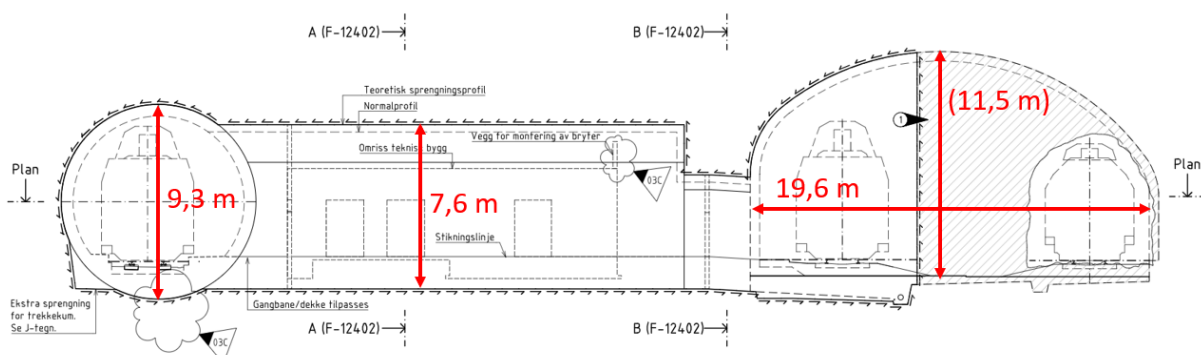
Figur 22 Kartutsnitt som viser plasseringen av Ulriken jernbanetunnel og teknisk rom N2 nær Arna. Figur 1 og figur 23 viser nærbilder av området nær N2.

3 Geometriske og geologiske forhold

Et horisontalsnitt av geometrien er vist i figur 23. I figur 24 vises et tverrsnitt normalt på tunnelaksen ved pelnummer 463 099 (gjennom teknisk rom N2). TBM-løpet har et diametralt tverrsnitt på 9,3 m. N2 har et tverrsnitt på 20,5 m langs lengdeaksen til N2. Normalt på med lengdeaksen til det tekniske rommet er spennvidden på 11,8 m. Høyden i det tekniske rommet er på 7,6 m. Spennvidden ved dobbeltsporet ved koplingssporet og gammelt tunneløp er på 19,6 m. I figur 24 er høyden i dobbeltsporet 11,5 m, men hengen er senere blitt planlagt senket noe sammenlignet med tegningene slik at høyden på bergrommet er blitt noe lavere (personlig kommunikasjon med Helge Tjelmeland, ansvarlig ingeniørgeolog for Ulriken jernbanetunnel i BaneNOR, 28.04.21). Spennvidden horisontalt er imidlertid uansett den største i denne delen av tunnelen.



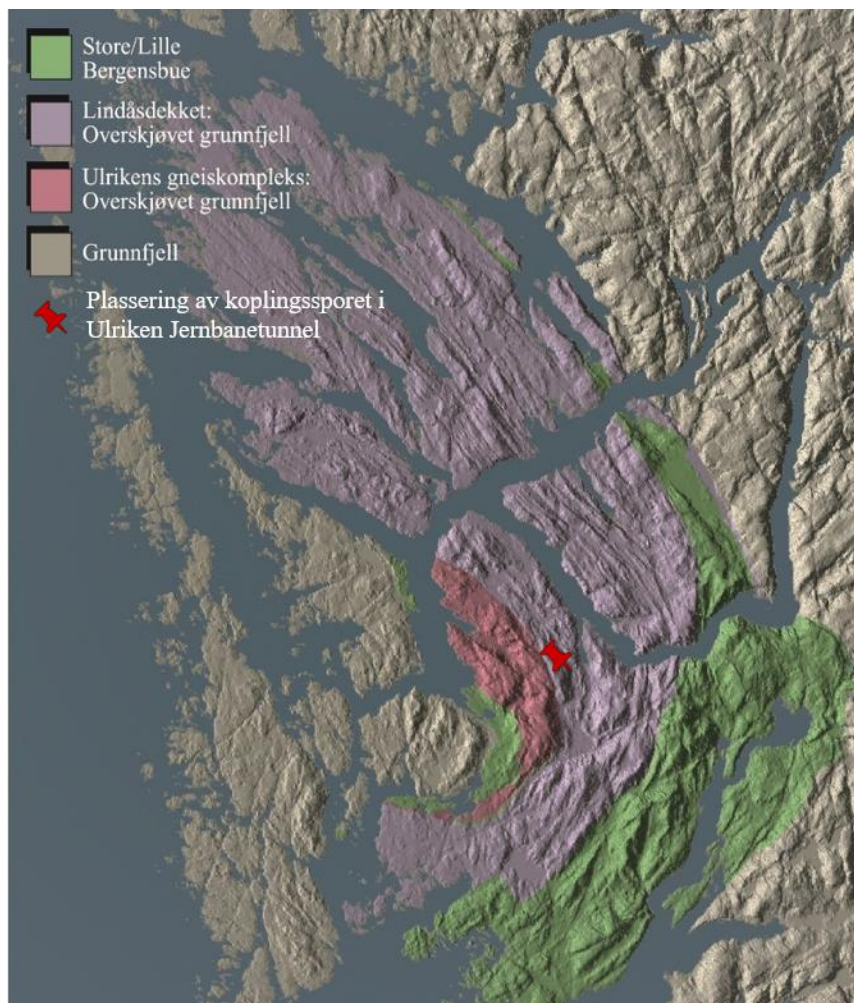
Figur 23 Horisontalsnitt av koplingssonen ved teknisk rom N2. Linjen 'Lengdesnitt' markerer tverrsnittet som vises i figur 24. Planlagt berguttak er skravert til høyre i figuren.



Figur 24 Tverrsnitt normalt på tunnelaksen ved pelnummer 463 099 gjennom N2. Planlagt berguttak er skravert til høyre i figuren.

3.2 Lokal geologi

Geologien i området hvor jernbanetunnelen mellom Arna og Bergen er plassert er preget av de såkalte Bergensbue, og særlig den tektoniske enheten Lindåsdekket (se figur 25). Lindåsdekket utgjør den største og best bevarte tektoniske enheten i Bergensbue, som begrenses i øst og vest av henholdsvis Store- og Lille Bergensbue.

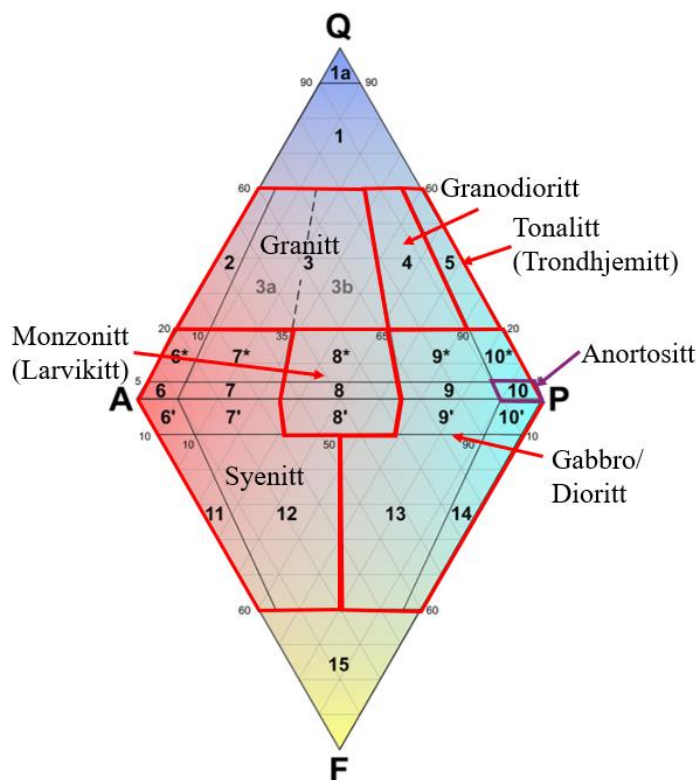


Figur 25 Oversiktskart over Bergensbue. Delen av Ulriken jernbanetunnel som er undersøkt i denne studien ligger i Lindåsdekket (Fossen, 2015)

Store- og Lille Bergensbue tilhører øvre dekkserie. Mellom Lindåsdekket og Lille Bergensbue finner man Blåmannsdekket eller Ulriken gneiskompleks. Lindåsdekket og Ulriken gneiskompleks (Blåmannsdekket) er tolket å være et eldre grunnfjellsdekke med en tilhørende yngre sedimentær lagrekke (Rundemansformasjonen). Dannelsen av buestrukturen i Bergensfeltet er uklar, og har trolig en sammensatt opprinnelse. En mulig forklaring kan være at senkaledonsk nord-sør-sammenpressing kan ha ført til foldningen. En annen forklaring peker på foldning på grunn av plassmangel i den postkaledonske strekkebevegelsen ved tilbakeglidning av skyvedekker i devon (Ramberg, et al., 2013).

Lindåsdekket regnes som en del av midtre dekkserie. Denne dekkserien representerer grunnfjellsenheter fra den baltiske randen eller øyer i Iapetushavet. Tidligere ble Lindåsdekket kalt anortosittkomplekset fordi det består av metamorfe anortosittiske og charnockittiske bergarter. Disse bergartene ligner dem man finner i Jotundeppet lenger øst, og en korrelasjon

mellom Lindåsdekket og Jotundekket er derfor antatt (Ramberg, et al., 2013). Anortositt er en dypbergart som består nesten utelukkende av plagioklas-feltspat (NGU, 2020). I Lindåsdekket finnes også høytrykksbergarten eklogitt. Aldersdatering av eklogitten tyder på at Lindåsdekket på et tidligere tidspunkt i den kaledonske orogenesen var dypt nede i en subduksjonssone (Ramberg, et al., 2013). I figur 26 vises Anortositt i et QAPF-diagram sammen med noen andre kjente plutonske bergarter.



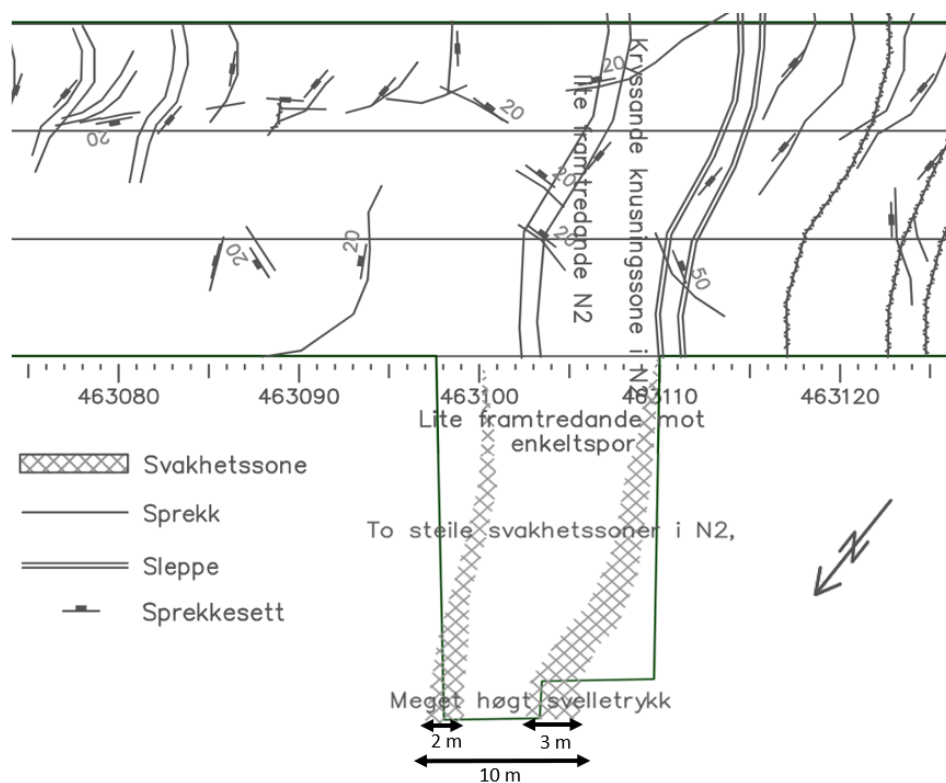
Figur 26 QAPF-diagram for plutonske bergarter (dypbergarter) beskrevet av mineralinnholdet. Q representerer kvarts, A kalifeltspat, P plagioklas-feltspat, mens F representerer feltspatoider. Anortositt er merket med fiolett. (mindat.org, 2021)

3.3 Tidligere undersøkelser

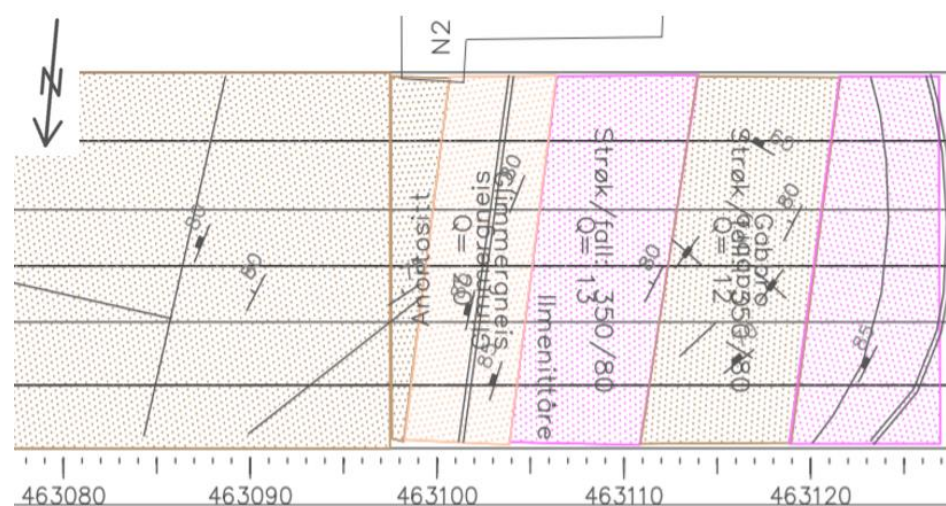
I dette delkapittelet presenteres en oppsummering av tidligere kartlegging og undersøkelser utført i tilknytning til området rundt N2. Resultater fra ingeniørgeologisk kartlegging og laboratorieundersøkelser utført i arbeidet med denne studien presenteres i kapittel 5 og 6.

Ved teknisk rom N2 ble det ved utspredning oppdaget en sone med betydelig svakere egenskaper enn det omkringliggende berget. Svakhetssonen har blitt beskrevet som en knusningssone med stedvis forvitret og leirinfisert berg. Sentralt i sonen beskrives en sleppe med 0.5-2 cm tykt leirfyll (Tjelmeland, 2017). I kartleggingen fra utdriving av nytt tunneløp og koplingsspor ble sonen kartlagt som to knusningssoner med noen meters avstand og med gradvis overgang til mer kompetent berg (se figur 27 og 28). Sonens markante interne variasjon beskrives i kartleggingsnotatet hvor det påpekes at svakhetssonen ikke er like fremtredende i det nye tunneløpet som i det tekniske rommet (Tjelmeland, 2017). I denne studien er det valgt å beskrive svakhetssonen som én bred sone med intern variasjon, og ikke to separate soner. Sonen faller steilt mot øst. Fra tidligere kartlegging (se figur 27) er det valgt å benytte fall/fallretning 80°/065° for sonens orientering i videre analyse.

3 Geometriske og geologiske forhold



Figur 27 Fra notat av ingeniørgeologisk kartlegging ved driving av nytt tunneløp og teknisk rom N2. Gjort tilgjengelig av Helge Tjelmeland (ansvarlig ingeniørgeolog for Ulriken jernbanetunnel) 26.07.20.



Figur 28 Fra notat av ingeniørgeologisk kartlegging av koplingsporet ved N2. Gjort tilgjengelig av Helge Tjelmeland (ansvarlig ingeniørgeolog for Ulriken jernbanetunnel) 01.03.21.

3.3.1 Q-verdi

Da det nye tunneløpet ble drevet, ble bergmassen kontinuerlig kartlagt i henhold til Q-systemet. På begge sider av svakhetssonen ble bergmassekvaliteten er kartlagt som god til meget god. En oppsummering av kartleggingen finnes i tabell 3. I svakhetssonen i N2 er J_n -verdien multiplisert med 3 fordi den er kartlagt i et tunnelkryss (NGI, 2015). Dersom denne justeringen ikke var utført ville Q-verdien her vært 0,3.

3 Geometriske og geologiske forhold

Tabell 3 Q-verdier fra kartlegging ved driving av nytt tunneløp (fra kartleggingsnotat gjort tilgjengelig av Helge Tjelmeland, ansvarlig ingeniørgeolog for Ulriken jernbanetunnel, 26.08.20).

| Pelnummer | RQD | J_n | J_r | J_a | J_w | SRF | Q-verdi |
|--------------------|------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|------------|----------------|
| 463 070 – 463 110 | 90 | 4 | 1.5 | 1 | 1 | 0.75 | 45 |
| 463 110 – 463 120 | 70 | 3 | 1.5 | 2 | 1 | 1 | 18 |
| 463 120 – 463 150 | 70 | 4 | 1.5 | 4 | 1 | 1 | 6.6 |
| 463 150 – 463 165 | 85 | 3 | 1.5 | 2 | 1 | 1 | 21 |
| Teknisk rom | | | | | | | |
| Svakhetssone | 50 | 3x6 | 1 | 10 | 1 | 2.5 | 0.11 |
| Øvrig bergmasse | | | | | | | 3-4 |

Kartlegging i henhold til Q-systemet ble også utført i koplingsporet. En oppsummering av kartleggingen nær teknisk rom N2 er gitt i tabell 4.

Tabell 4 Q-verdier fra kartlegging ved utsprenning av koplingsporet (fra kartleggingsnotat gjort tilgjengelig av Helge Tjelmeland, ansvarlig ingeniørgeolog for Ulriken jernbanetunnel 01.03.21).

| Pelnummer | RQD | J_n | J_r | J_a | J_w | SRF | Q-verdi |
|---------------------|------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|------------|----------------|
| 463 078 – 463 082 | 80 | 6 | 1,5 | 1 | 1 | 1 | 20 |
| 463 082 – 463 093 | 75 | 6 | 1,5 | 1,2 | 1 | 1 | 16 |
| 463 093 – 463 100 | 75 | 6 | 1,5 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 463 100 – 463 113 * | 75 | 6 | 1 | 5 | 1 | 5 | 0,5 |
| 463 113 – 463 121 | 70 | 6 | 1,5 | 1,5 | 1 | 1 | 12 |
| 463 121 – 463 128 | 75 | 3 | 2 | 2 | 1 | 1 | 25 |

* området preget av svakhetssonen

3.3.2 Bergmekanisk testing

Bergarten omkring koplingsporet og det tekniske rommet som undersøkes i denne studien er en anortositt med innslag av gabbro. Ved utdriving av det nye TBM-løpet i Ulriken jernbanetunnel ble tre enaksiale tester utført på denne bergarten. En oppsummering av resultatet fra enaksial testing er gitt i tabell 5. Tabellen er en sammenstilling av data fra BaneNOR og grunnlagsdata fra Tveit (2018), gjort tilgjengelig av Gunnar Vistnes ved bergmekanisk laboratorium ved NTNU. Det understrekes at testen utført av prøven fra pelnummer 463 054 gikk brudd i et svakhetsplan. Bergartens intakte styrke er dermed høyere enn 57,5 MPa for denne testen.

Tabell 5 Resultater fra tidligere enaksial testing av anortositt i Ulriken jernbanetunnel.

| Pelnummer | σ_c [MPa] | E-modul [GPa] | Poissons tall, ν |
|------------------|------------------------------------|----------------------|--|
| Ukjent | 18,9 | 24,35 | 0,13 |
| 463 009 | 111,1 | 56,84 | 0,24 |
| 463 054 | 57,5 | 61,92 | 0,35 |

3.3.3 Undersøkelse av sveleegenskaper

Ved utdriving av det tekniske rommet N2 ble sleppemateriale fra svakhetssonen sendt til SINTEFs laboratorium for undersøkelse av sveleegenskaper. Resultatene fra testen er gitt i tabell 6, og materialets sveleegenskaper beskrives av svært høy frissvelling og -svelletrykk. Rapport fra undersøkelsene finnes i vedlegg C.

3 Geometriske og geologiske forhold

Tabell 6 Resultater fra undersøkelser av svelleegenskaper fra Ulriken Jernbanetunnel (SINTEF, 2015)

| Prøvemerkning | Andel materiale > 20 µm | Fri svelling | Svelletrykk |
|---|-------------------------|--------------------|---------------------|
| | [%] | [%] | [MPa] |
| Bergstabbe mellom spor 2 og eksisterende tunnel - 463.103 | 16 | 283 (Meget høy) | 1,54 (Meget høy) |

Resultatene fra frissvellingstesten (FS = 283%) regnes som svært aktivt materiale både av klassifiseringen til Vegdirektoratet (2016) og NBG (1985) (tabell 1).

3.3.4 Bøttetest

En kvalitativ indikasjonstest for undersøkelse av holdbarheten mot slaking i berget ble utført på material fra teknisk rom N2. I denne såkalte «bøttetesten» ble prøvestykker nedsenket i vannfylte kopper over tid. I testen observerte man kvalitativt hva som skjedde med materialet. Dersom slaking fører til oppløsning av materialet og man mistenker at dette kan føre til problematiske egenskaper med tanke på tunnelens langtidsstabilitet er det vanlig å sende materialet til laboratorieundersøkelser hvor svelle- og slaking-egenskapene til materialet undersøkes (personlig kommunikasjon i form av e-post med Andreas Ongstad, sivilingeniør ingeniørgeologi Norconsult, 12. november 2020).

I bøttetesten som ble utført ble prøvestykkene lagt i vannbad over juleferien (2017/2018). I figur 29 vises et fotografi fra bøttetesten. De fleste prøvene viste ikke synlig oppløsning. Prøvene ble veid før og etter testene. Bare én av testene viste massetap. Denne testen var hentet fra det østlige vederlaget på N2 og viste et relativt massetap på omtrent 9 %. Det ble ikke besluttet å utføre noen ytterligere slaking-tester av materialet fra N2 (fra BaneNORs interne notat gjort tilgjengelig av Helge Tjelmeland 22. september 2020).



Figur 29 Bøttetest av bergmasse fra N2.

3.3.5 Sprekkekartlegging

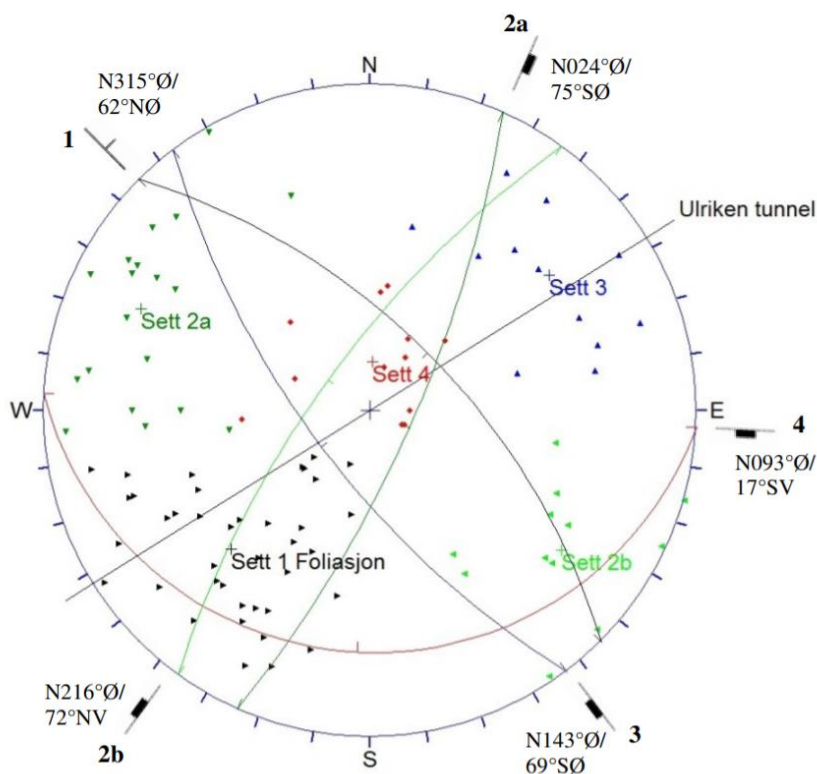
Sprekkekartlegging er utført både under innledende undersøkelser og under driving av nytt tunnellop. I *Ulriken tunnel, Ingeniørgeologisk – hydrogeologisk rapport for konkurransegrunnlag* beskrives 4-5 sprekkesett fra kartlegging i dagen ved Arna og Fløen, og i det gamle

3 Geometriske og geologiske forhold

tunnelløpet (Norconsult AS, 2013). I kartleggingen ble det utført 97 målinger i dagen. I tabell 7 og figur 30 vises orienteringen til sprekkesettene.

Tabell 7 Orientering av sprekkesett fra kartlegging på overflaten og i gammelt tunnellop (Norconsult AS, 2013).

| | Fall | Fallretning | Kommentar |
|-----------------------|------|-------------|--|
| Sprekkesett 1 | 62° | / 045° | Parallell med foliasjonsretningen. Varierende fall (20°-90°) og fallretning (N til NØ). Stemmer godt overens med retningen til svakhetssonen (80°/065°). |
| Sprekkesett 2a | 75° | / 114° | Usikkert om 2a og 2b er det samme (nokså tilsvarende strøkretning) |
| Sprekkesett 2b | 72° | / 306° | |
| Sprekkesett 3 | 69° | / 233° | Står nokså vinkelrett på foliasjonsretningen |
| Sprekkesett 4 | 17° | / 183° | Hovedsakelig kartlagt i amfibolitt ved Fløen. |



Figur 30 Stereoplott som viser orientering av sprekkesett fra kartlegging på overflaten og gammelt tunnellop (Norconsult AS, 2013).

I figur 27 og 28 vises kartlegging av slepper og sprekkesett fra henholdsvis driving av nytt løp og utspregning av koplingsporet. Svakhetssonens retning stemmer godt overens med det som er blitt kartlagt som Sprekkesett 1 i de innledende undersøkelsene. Sprekkesett 1 er også kartlagt flere steder under kartlegging av TBM-løpet som steile sprekkesett med fall mot NØ-Ø. I TBM-sporet (figur 27) er det kartlagt sprekkesett som faller slakt mot sør. Dette sprekkesettet stemmer godt overens med sprekkesett 4 i tabell 7.

I det gamle tunnellopet dreier sleppen slik at den faller steilt i retning øst. Sprekkene nær sleppen faller steilt mot SØ og kan derfor være de samme som er kartlagt som sprekkesett 2a. Noen av sprekkemålingene har vertikal fallretning med strøk NØ-SV. Fra kartleggingen i TBM-løpet og i koplingsporet kan man altså bekrefte tilstedeværelsen av sprekkesett 1, 2a og 4. Sprekkkartlegging utført i denne studien er presentert i kapittel 5.4.

3.4 Lokale bergspenningsforhold

Bergspenninger er viktig for beskrivelse av stabiliteten i en tunnel. I Ulriken jernbanetunnel finnes det ikke bergspenningsmålinger (per juni 2021). I analyseverktøyene som vil bli benyttet i stabilitetsanalysen, må antagelser derfor tas i bruk for å bestemme retning og størrelse av in-situ bergspenninger. I dette kapittelet presenteres hvilke tolkninger som er utført for å danne antagelser om de lokale bergspenningsforholdene i Ulriken jernbanetunnel.

Bidraget fra topografiske effekter på bergspenninger vil ofte føre til store horisontalspenninger i dalbunner. Også tektoniske «rigde push»-spenninger fører til høye horisontalspenninger i vestlige deler av Norge. Man kan derfor forvente høye horisontalspenninger i området rundt Ulriken jernbanetunnel (Nilsen, 2016).

Vevatne (2019) presenterer en oppsummering av bergspenningsmålinger i området rundt Bergen. Spenningsmålinger fra Mongstad, Sture og Haukeland inkluderes, og er gjengitt i tabell 8. Spenningsmålingen fra stasjonshallen ved Haukeland sykehus har kortest avstand fra Ulriken jernbanetunnel. Topografiske forhold vil trolig her også i størst grad ligne forholdene i Ulriken tunnel. Denne spenningsmålingen tillegges derfor størst vekt ved antagelser om in-situ spenninger ved koplingsporet ved teknisk rom N2 i Ulriken jernbanetunnel. Spenningsmålingen fra Mongstad ligger i samme tektoniske enhet som koplingsporet ved N2 (Lindåsdekket) og vil derfor også vektlegges.

Tabell 8 Oppsummering av spenningsmålinger i Bergensområdet (Vevatne, 2019). Faktorene K_1 og K_2 er definert i formel 2-21 og 2-22.

| | σ_v [MPa] | σ_H [MPa] | σ_h [MPa] | K_1 | K_2 | Avstand fra N2 |
|-------------|------------------|------------------|------------------|-------|-------|----------------|
| Haukeland 1 | 1 | 5,1 | 3,5 | 5,1 | 3,5 | ~ 6 km |
| Haukeland 2 | 0,5 | 2,7 | 1,1 | 5,4 | 2,2 | ~ 6 km |
| Mongstad 1 | 3,7 | 5,8 | 4,7 | 1,6 | 1,3 | ~ 50 km |
| Mongstad 2 | 2,7 | 3,9 | 1,6 | 1,4 | 0,6 | ~ 50 km |
| Sture 1 | 0,1 | 1,1 | 0,1 | 11 | 1 | ~ 40 km |
| Sture 2 | -0,4 | 1,4 | -0,3 | - | - | ~ 40 km |

Spenningsmålingene fra Sture viser resultater som er noe uventede, med strekkspenninger eller svært lave vertikale spenninger. Også minste horisontale hovedspenning er negativ eller svært lav. Disse resultatene brukes ikke videre da de hverken stemmer overens med teoretiske bergspenninger eller ligger nærme Ulriken jernbanetunnel. Målingen ligger også i en annen tektonisk enhet enn området som undersøkes i denne studien.

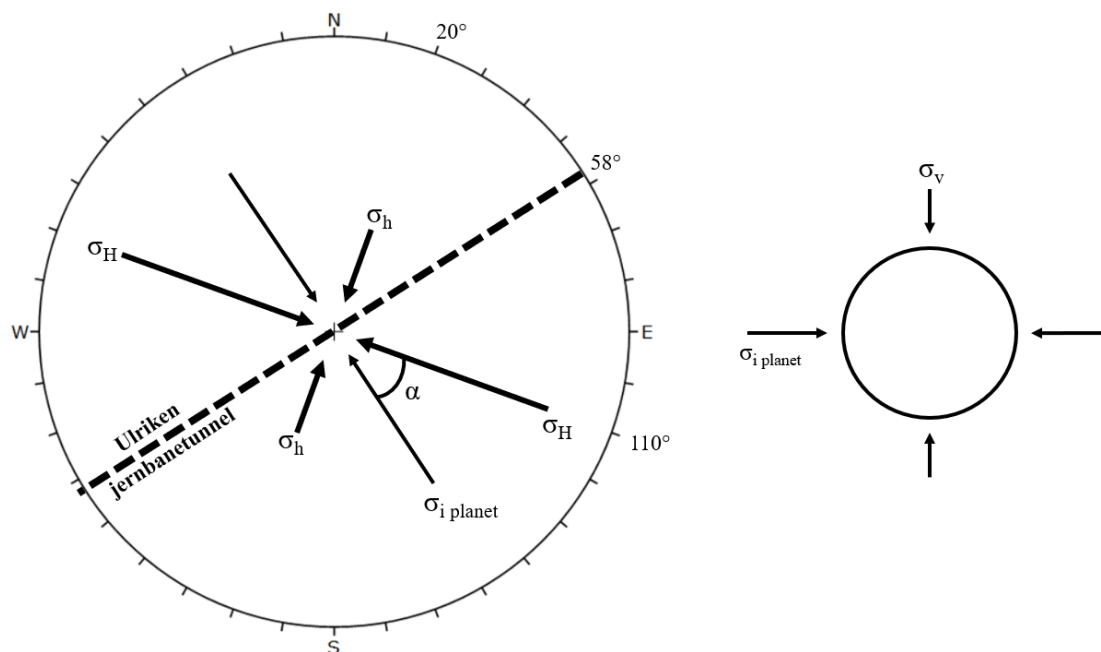
Spenningsmålingene fra Haukeland og Mongstad bekrefter antagelsen om høye horisontale spenninger. Særlig gjelder dette for målingen fra Haukeland som vil ha lignende topografisk induerte spenninger som ved N2.

Målingene ved Mongstad er utført ved overdekning $z = 75$ meter. Dersom man antar enhetsvekt på berget på $\gamma = 0,027 \text{ MN/m}^3$ gir teoretisk beregnet vertikalspenning fra formel 2-20 en betydelig lavere verdi enn det som er målt. Om denne tendensen også eksisterer i Ulriken jernbanetunnel er vanskelig å slå fast med stor sikkerhet.

Ved N2 ligger terrengoverflaten på 135 moh. og overdekningen er på 120 m (målt fra tunnelsålen). Ved bruk av formel 2-20 blir vertikalspenningen $\sigma_v = 3,24 \text{ MPa}$ dersom man antar $\gamma = 0,027 \text{ MN/m}^3$.

Basert på målingene presentert i tabell 8 vil trolig omregningsfaktoren mellom vertikalspenning og største- horisontalspenning ved N2 ligge mellom $K_1 = 1.5$ og $K_1 = 5.5$. Omregningsfaktoren mellom vertikalspenning og minste horisontalspenning ligger trolig mellom $K_2 = 1$ og $K_2 = 3.5$. I den numeriske modelleringen vil ulike spenningskonstellasjoner undersøkes for å finne ut hvordan in-situ spenningsene påvirker stabilitetssituasjonen.

Venvik (2003) påpeker at gjennomsnittlig orientering på største horisontale hovedspenning i området rundt Bergen er 110° (N70°V). Denne spenningsretningen er derfor antatt i det videre arbeidet. Vevatne (2019) påpeker imidlertid at retning for største hovedspenning kan variere mellom NV-SØ og NØ-SV. Orienteringen til antatte horisontalspenninger er vist i figur 31.



Figur 31 T.v. Orientering av horisontale spenninger i Ulriken. T.h. Forenklet sirkulært tverrsnitt hvor spenningsene som virker på tunnelkonturen vises.

I 2D-numerisk modellering vil tverrsnittet gå normalt på tunnelaksen. De horisontale spenningsene kan transformeres til spenninger normalt på tunnelaksen ved bruk av formel 3-1 (Halseth, 2018; Li, 2018). I RS2-programvaren (som benyttes i studien) finnes det også en omregningskalkulator for spenninger som gjør de samme beregningene som i formelen under.

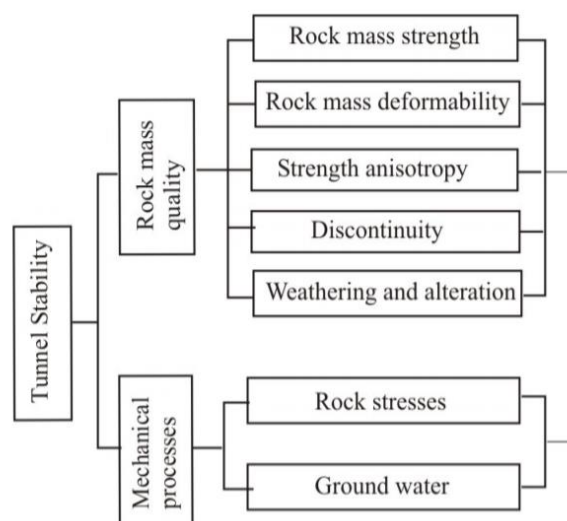
$$\sigma_{i\ planet} = \sigma_H \cos^2 \alpha + \sigma_h \sin^2 \alpha \quad 3-1$$

Med antagelsene som er benyttet hittil vedrørende retningene på de horisontale hovedspenningene er $\alpha = 38^\circ$ (se figur 31). Dersom man antar $\sigma_v = 3,24$ MPa og høye horisontalspenninger ($K_1 = 5$ og $K_2 = 3$) får vi horisontalspenningene $\sigma_H = 16,20$ MPa og $\sigma_h = 9,72$ MPa. Horisontalspenningen normalt på tunnelaksen blir da $\sigma_{i\ planet} = 13,7$ MPa (formel 3-1). Tangentialspenninger i henholdsvis heng og vegg beregnes fra Kirchs ligninger (formel 2-23 og 2-24) til $\sigma_{\theta, \max} = 37,9$ MPa og $\sigma_{\theta, \min} = -4,0$ MPa. Det er viktig å påpeke at tangentialspenningsene beregnet her forutsetter et sirkulært tunneltverrsnitt uten påvirkning fra omkringliggende bergtuttak, og at avvik derfor trolig vil oppstå i sammenligning med en numerisk modell.

4 Metode

I dette kapittelet presenteres fremgangsmåten som ble brukt for å løse oppgaven. Metodikken kan deles inn i «desk studies», ingeniørgeologisk kartlegging, laboratorieundersøkelser, analytiske beregninger og numerisk modellering. Geometriske og geologiske forhold i området som er undersøkt har allerede blitt presentert i kapittel 3. Informasjonen i kapittel 3 er skaffet ved en gjennomgang av tilgjengelig informasjon fra eksterne kilder gjennom en «desk study». I kapittel 5-8 presenteres resultatene fra arbeid utført i denne studien. I kapittel 9 diskuteres resultatene i lys av relevant teori. I diskusjonen gis en samlet vurdering av resultatene, slik at stabilitetssituasjonen forstås bedre.

Stabiliteten i et tunnelprosjekt bestemmes av bergmassens kvalitet og de mekaniske prosessene som virker på bergmassen (Panthi, 2006). I figur 32 presenteres de viktigste faktorene som styrer stabilitetssituasjonen i en tunnel. I den bergmekaniske analysen i denne studien har det vært sentralt å tilegne seg informasjon om disse faktorene.



Figur 32 Faktorer som påvirker tunnelstabiliteten (Panthi, 2006).

Ingeniørgeologiske feltundersøkelser har gitt et oversiktsbilde over de fleste av faktorene i figur 32. Særlig tilstand og tilstedeværelse av diskontinuiteter har vært viktig informasjon funnet ved ingeniørgeologisk kartlegging.

For å få mer kvantitativ informasjon om bergmassens styrke og holdbarhet har, det vært nødvendig å utføre laboratorieundersøkelser. I denne analysen har punktlasttesten blitt benyttet for å gi informasjon om bergets styrke. Punktlasttesten har også gitt informasjon om bergets styrkeanisotropi. I berget tilstøtende leirsleppene i svakhetssonen, er evnen til å motstå forvitring og oppsmuldring som følge av slaking interessant å undersøke. For å undersøke bergets holdbarhet mot slaking har Slake Durability Test blitt utført.

Informasjon om spenningsomlagring som følge av det planlagte uttaket, er sentralt i den bergmekaniske analysen som er utført i denne studien. Informasjon om in-situ spenninger er basert på kartstudier og spenningsmålinger ved nærliggende lokasjoner og er presentert i kapittel 3.4. Spenningene forårsaket av berguttaket er undersøkt nærmere ved skattepliktig arealmetode og numerisk modellering. Et fellestrekk for metodene er at de i større eller mindre

grad tar i bruk forenklinger i beskrivelsen av bergmassens egenskaper, og/eller bergrommets geometri, som kan gi feilkilder i resultatet (Palmström & Stille, 2007).

2D- og 3D-modeller ved elastiske materialbetingelser har blitt sammenlignet for å undersøke validiteten til en plastisk todimensjonal numerisk modell. For undersøkelse av størrelsen på deformasjonene har den todimensjonale modellens materialegenskaper blitt forbedret, slik at størrelsen på deformasjonene er troverdige på tross av feilkilder fra geometrien i en 2D-modell.

For vurdering av kapasiteten til prefabrikerte gitterbueers evne til å tåle belastningen fra løse kiler er en beregning av bøyemoment på en bue inkludert. I disse beregningene betraktes vekten fra eventuelle kiler som en punktlast på en bue.

4.1 Ingeniørgeologisk kartlegging

Formålet med den ingeniørgeologiske kartleggingen som ble utført i tunnelen var, i tillegg til å få en oversikt over bergrommets geometri, å innhente informasjon om bergmassens oppsprekking og diskontinuiteter. Oppsprekingsgraden er beskrevet gjennom bruk av klassifiseringssystemene Q-systemet og GSI. Sprekkes orientering er undersøkt gjennom målinger av fall og fallretning. Den ingeniørgeologiske kartleggingen inkluderte også observasjon og beskrivelse av bergartene i bergrommet. Observasjon av vannforhold i tunnelen har også blitt utført.

I TBM-løpet utdrevet i 2016 er bergmassen dekket av sprøytebetong, og ingeniørgeologisk kartlegging har derfor ikke vært mulig i arbeidet med denne studien. Det samme gjelder for teknisk rom N2. Kartleggingen ble derfor utført i koplingssporet og i det gamle tunnellopet. Resultatene fra kartleggingen beskrevet i kapittel 3.3 anses som en tilstrekkelig beskrivelse av N2 og nytt tunnellop.

Feltkartleggingen har gitt et bidrag til forståelsen til en rekke av faktorene som påvirker tunnelstabiliteten. Av faktorene som Panthi (2006) trekker frem som viktige (se figur 32) vil ingeniørgeologisk kartlegging i tunnelen kunne si noe om bergmassens styrke, diskontinuiteter, forvitring og vannforhold. Ingeniørgeologisk kartlegging suppleres av «desk studies» og laboratorieundersøkelser, som har gitt mer detaljert kunnskap om kritiske egenskaper ved berget. I tillegg til ingeniørgeologisk kartlegging har det derfor blitt hentet inn bergmateriale fra tunnelen for testing i laboratoriet.

4.2 Laboratorieundersøkelser

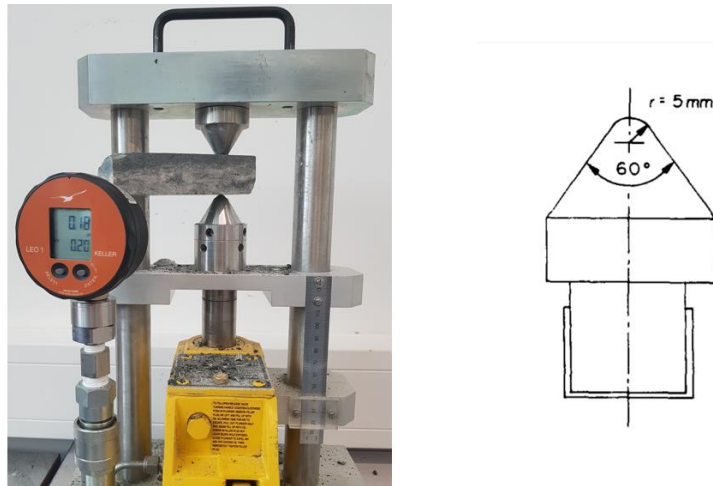
For å undersøke bergartsstyrken og styrkeanisotropien har punktlasttesten blitt utført. For å finne holdbarhet mot slaking har Slake Durability Test blitt utført. Forsøkene ble utført ved *Bergmekanisk Laboratorium* ved NTNU (Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet).

4.2.1 Punktlasttest

Punktlasttesten ble introdusert av Broch & Franklin (1972) for å dekke behovet for en styrkeindekstest for berg som er praktisk å utføre og som gir et kvantifiserbart resultat. Resultatene fra punktlasttesten gir en nær korrelasjon til enaksiell trykkfasthet, noe som er svært nyttig dersom man av praktiske årsaker ikke kan teste denne direkte. Testen baserer seg på at

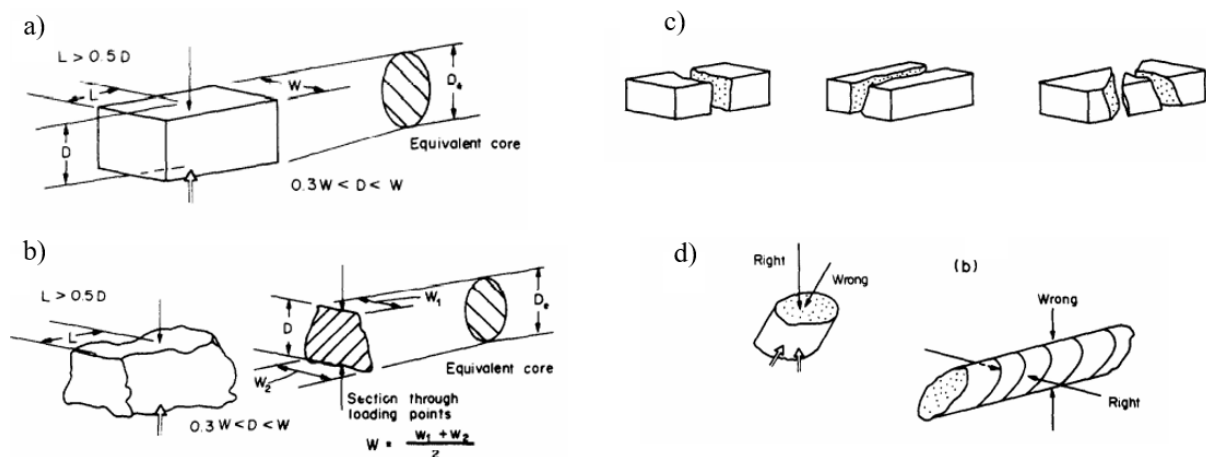
de vertikale trykkreftene som påføres i testen induserer horisontale strekkrefter i prøven slik at den splittes parallelt med retningen til den påførte lasten. Broch & Franklin (1972) påpeker at bergets trykk- og strekkfasthet i de fleste tilfeller er nært korrelert, og at punktlasttesten derfor kan brukes som indeks også for trykkfasthet.

Punktlasttesteren ved NTNUs bergmekaniske laboratorium ble benyttet. Koniske elementer som vist i figur 33 utgjør punktene som prøven presses mellom. Kjeglene har en 60° vinkel og er avstumpet med en sfærisk tupp med radius 5 mm.



Figur 33 NTNUs punktlasttester og skjematisk figur av konustuppen på punktlasttesteren (Franklin, 1985).

Punktlasttestens styrke er at den kan utføres både på sylindere, kuboider og mer irregulære legemer (se figur 34). I dette forsøket ble kuboider (blokker) testet i henhold til ISRM's standard for utførelse av punktlasttesten (Franklin, 1985). For testing av blokker er det ønskelig at forholdet mellom høyden og bredden, D/W ligger mellom 0,3 og 1. Lengden L mellom enden på prøven og punktet hvor lasten påføres bør være minimum $0,5W$.



Figur 34 Illustrasjon av: a) Geometri for blokktest, b) Geometri for test av irregulært prøvestykke, c) Godkjente blokktester og d) Lastpåføringsretning ved anisotropisk berg (Franklin, 1985).

Punktlastindeksen I_s ble beregnet som vist i formel 4-1, hvor P er kraften [N] som må til for å splitte prøvestykket og D_e er ekvivalent diameter [mm]. Testene ble utført på en RocTest PIL-7 punktlastesster hvor lasten avleses som et trykk [MPa] og må korrigeres med faktoren 0,965 kN/MPa (personlig kommunikasjon med Gunnar Vistnes, overingeniør ved IGP, 09.02.21). For aksial og diametral test på sylindre er D_e lik henholdsvis høyden og diameteren. For

blokktest gis ekvivalent diameter D_e^2 fra formel 4-2. Fordi størrelse og form av prøvestykkene har innvirkning på styrken, er det viktig at W og D måles nøye ($\pm 2\%$) før testing. Et digitalt skyvelær ble brukt for disse målingene.

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad 4-1$$

hvor

$$D_e^2 = \frac{4WD}{\pi} \quad 4-2$$

Dersom ekvivalent diameter avviker fra den opprinnelige $D_e = 50$ mm er det nødvendig å størrelseskorrigere punktlastindeksen. For $D_e = 50$ mm vil ukorrigert punktlastindeks I_s være lik som korrigerert punktlastindeks $I_{s(50)}$, men dersom dette ikke er tilfelle kan man finne størrelseskorrigert punktlastindeks fra formel 4-3.

$$I_{s(50)} = F \times I_s \quad 4-3$$

hvor størrelseskorreksjonsfaktoren F er gitt ved:

$$F = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0.45} \quad 4-4$$

For å undersøke innvirkningen vann har på bergets styrke ble testene utført vannmettet. For bergartsenheter med et høyt nok antall prøvestykker ble tørre tester utført for å sammenligne med de vannmettede prøvene. Minimum 10 prøver per test anbefales som et tilstrekkelig utvalg ved heterogent eller anisotropisk berg (Franklin, 1985).

Ved gjennomsnittsberegning av punktlastindeksen skal i utgangspunktet de to øverste og de to laveste verdiene strykes (Franklin, 1985). Dersom prøvegrunlaget er lavere enn 10 prøver gjøres ble kun øverste og nederste verdi strøket. Ved svært få godkjente prøver ble alle testresultatene benyttet i gjennomsnittsberegningene. Dette ble påpekt i de tilfellene det var aktuelt. Ved testing både normalt og parallelt på foliasjonsretningen til bergarten kan bergartens styrkeanisotropi beregnes. Anisotropiindeksen er forholdet mellom punktlastindeksen normalt på- og parallelt med foliasjonsretningen (formel 4-5).

$$I_{a(50)} = \frac{I_{s(50)\perp}}{I_{s(50)//}} \quad 4-5$$

ISRM's standard anbefaler at man bruker $I_{s(50)}$ direkte for klassifisering av bergartsstyrken (Franklin, 1985). Dette er fordi forholdet mellom enaksiell trykkfasthet og punktlastindeksen varierer noe, og fordi omregning fra $I_{s(50)}$ til σ_c dermed kan føre til en unødvendig feilkilde. Dersom man likevel har behov for å anslå enaksiell trykkfasthet (σ_c) kan formel 4-6 benyttes, hvor k_{50} er en omregningsfaktor mellom $I_{s(50)}$ og σ_c . Broch & Franklin (1972) foreslår $k_{50} = 23.7$. En oppsummering av forslag til sammenheng mellom σ_c og $I_{s(50)}$ er gitt av Alitalesh, et al. (2016). Nilsen & Palmström (2000) påpeker at faktoren k_{50} varierer med bergtyrken. Høyere bergartstyrke gir høyere k_{50} . Foreslått verdi for k_{50} er gjengitt i tabell 9. Verdiene for k_{50} i tabell 9 stiger en stegvis. I figur 81 i vedlegg E er en lineær regresjon basert på de foreslåtte verdiene fra tabell 9 presentert. Grafen i figur 81 har blitt brukt for valg av k_{50} ved beregning av σ_c . I vedlegg F finnes klassifisering av styrke og anisotropi basert på punktlasttesten.

$$\sigma_c = k_{50} \times I_{s(50)}$$

Tabell 9 Foreslått verdi for k_{50} ved ulike verdier av $I_{s(50)}$ og σ_c (Nilsen & Palmström, 2000).

| Enaksiell trykkfasthet σ_c [MPa] | Punktlaststyrke $I_{s(50)}$ [MPa] | Foreslått verdi for k_{50} |
|--|--------------------------------------|---------------------------------|
| 25 - 50 | 1.8 – 3.5 | 14 |
| 50 - 100 | 3.5 – 6 | 16 |
| 100 - 200 | 6 – 10 | 20 |
| > 200 | > 10 | 25 |

4.2.2 Slake Durability Test

Utførelsen av Slake Durability Test er beskrevet i detalj av Franklin & Chandra (1972). Testen er ISRM's foreslåtte metode for bestemmelse av holdbarhet mot slaking (ISRM, 1977). Slake Durability Test har blitt utført med slake-apparatet ved NTNUs ingeniørgeologiske laboratorium (se figur 35).



Figur 35 Slake-apparat ved ingeniørgeologisk laboratorium ved NTNU benyttet i Slake-Durability Test. (På bildet ser man en lapp hvor det står «NB! 22 RPM». Dette ble ordnet før testen ble utført slik at omdreiningshastighet var på 20 RPM.)

For hver test ble 10 nokså sfæriske håndstykker som hver veier mellom 40-60 gram brukt. Hele prøvens var mellom 450 gram og 550 gram. I standardbeskrivelsen påpekes det at hjørnene på prøvestykkene bør rundes før testen, men dette ble ikke utført i forsøket da sannsynligheten for at mekanisk forvitring skulle bryte av hjørner under testen ble ansett som liten. Prøven ble lagt i en trommel med lengde 100 mm og diameter 140 mm, med masker med 2 mm åpning. Prøven ble deretter tørket i varmeskap til vekten A av prøven stabiliserte seg. Selve testen ble utført ved at trommelen med prøven ble senket ned i et vannbad og rotert med 20 omdreininger per minutt i ti minutter. I vannbadet var vannstanden 20 mm under trommelens akse. Materialet som desintegrertes på grunn av slaking sank mellom maskene i trommelen og la seg på bunnen av vannbadet. Etter testen ble etter prøven løftet ut av vannbadet og tørket i tørkeskap. Da prøven hadde tørket ble vekten C_i avlest hvor i er antall sykluser som var utført. Prosessen ble gjentatt fire ganger slik at tørket vekt som ble lest av etter fjerde syklus kalles C_4 . Fra resultatene i testen ble Slake Durability Index beregnet fra formel 4-7 hvor D er vekten av tom, tørr og ren trommel. I vedlegg F finnes en klassifisering av holdbarheten mot slaking.

$$SDI_i = \frac{C_i - D}{A - D} \times 100\% \quad 4-7$$

4.3 Analytiske beregningsverktøy

Analytiske beregningsverktøy ble benyttet for å gi ytterligere innsikt i stabilitetssituasjonen ved koplingen mellom ny og gammel jernbanetunnel i Ulriken. Metodene som ble benyttet var skattepliktig arealmetode og beregning av bøyemoment på en bue. Skattepliktig arealmetode ga informasjon om belastningen av bergstabben mellom N2 og koplingssporet, mens beregning av bøyemoment fortalte om belastningen på sprøytebetongbuene ved et eventuelt gravitasjonsindusert utfall.

4.3.1 Skattepliktig arealmetode

Skattepliktig arealmetode ble brukt for å beregne sikkerhetsfaktoren mot brudd i bergstabben mellom dobbeltsporet og N2 i Ulriken. For å beregne pilarspenningen ble antagelsen om at en pilar belastes av vertikalspenninger påført av vekten til overliggende bergkolonne benyttet (ref. kapittel 2.8). I figur 17 vises prinsippet skattepliktig arealmetode er basert på. Den vertikale lasten som virker på pilaren, pilarlasten σ_p ble beregnet fra formel 4-8 hvor A_p er tverrsnittarealet av pilaren, A_t er tverrsnittarealet av det overliggende bergvolumet og σ_v er vertikalspenningen gitt i formel 2-20 (Li, 2018).

$$\sigma_p = \frac{A_t}{A_p} \times \sigma_v \quad 4-8$$

Pilarstyrken S_p avhenger av bergets styrke og oppsprekking, samt geometrien til pilaren og er representert av Obert-Duvall-formelen gitt i formel 4-9. Bredden W og høyden H er inkludert i formel 4-9. Pilarer med stort forhold mellom høyde og bredde vil være svakere enn lave og brede pilarer (ref. kapittel 2.8) (Li, 2018). S_0 representerer pilarens enaksiale trykkfasthet. I beregningene i analysen foretatt i denne studien ble S_0 vurdert å være lik den globale styrken til bergmassen (se formel 2-26).

$$S_p = S_0 \left(0,778 + 0,222 \frac{W}{H} \right) \quad 4-9$$

Sikkerhetsfaktoren mot pilarbrudd har blitt basert på forholdet mellom pilarstyrken og pilarspenningen (formel 4-10) (Li, 2018). Dersom pilarstyrken er større enn pilarspenningen vil sikkerhetsfaktoren være større enn 1.

$$FS = \frac{S_p}{\sigma_p} \quad 4-10$$

Da bergstabben ved N2 i Ulriken jernbanetunnel ikke følger det idealiserte eksempelet skattepliktig arealmetode bygger på, blir denne analysen sett på som en grov tilnærming i dette tilfellet. Metoden medførte nokså store usikkerheter fra valg av inngangsparametere for areal av overliggende bergkolonne (A_t) og bergmassens egenskaper. En enkel sensitivitetsanalyse

som inkluderer variasjon i enaksiell trykkfasthet, σ_c , ble derfor utført. I kapittel 7.1.1 forklares antagelsene som har blitt gjort i valg av input-parameterne i analysen.

4.3.2 Beregning av bøyemoment på bue

En beregning av bøyemomentet på en bue har blitt inkludert som et verktøy i den bergmekaniske analysen. Beregningene viste hvordan bøyemomentet fordeles på en bue, og hvilke bøyemoment en dødlast fra en løs kile kan gi.

En dødlast fra en løs kile ble i beregningene betraktet som en punktlast på en bue. Punktlasten induserer et bøyemoment på buen, som ble sammenlignet med motstandsmomentet, W , gjennom formel 4-11 (Vollen, 2013). Hvor stort motstandsmoment som kreves for den gitte punktlasten kan dermed anslås. For prefabrikerte gitterbuer oppgis motstandsmomentet i produktdatablad (HWE, 2021). I formelen er σ flytespenningen til stålet i buen.

$$W = \frac{M}{\sigma} \quad 4-11$$

Programvaren UnWedge gav vekten til kiler som kan dannes ved tilstedeværelse av kartlagte sprekkesett i tunnelen. Størrelsen på kilene ble begrenset med avstanden mellom buene, slik at punktlasten representerte den største kilen som kan virke på en enkelt bue ved en gitt bueavstand.

Formlene 4-12 – 4-16 ble benyttet for å beregne krefter og momenter i punktene A og C, ved en punktlast på en bue som er fast innspent i begge ender (StructX, 2021). I figur 36 vises fritt legeme diagram og bøyemomentdiagram for problemet.

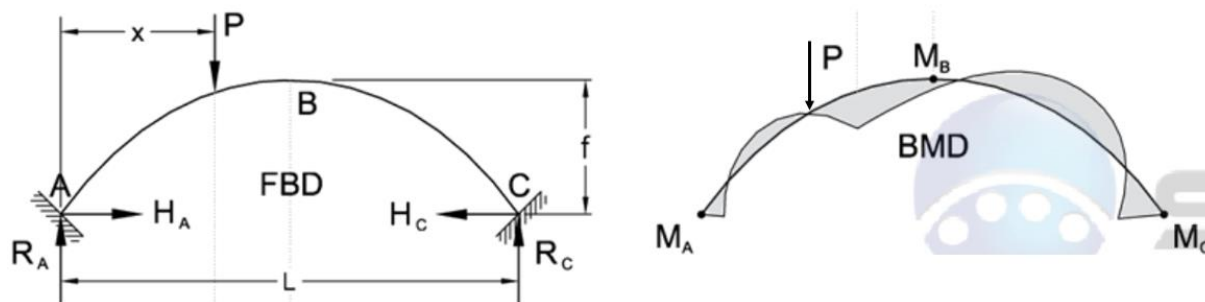
$$R_A = \left(\frac{L-x}{L}\right)^2 \left(1 + 2\left(\frac{x}{L}\right)\right) P \quad 4-12$$

$$R_C = \left(\frac{x}{L}\right)^2 \left(1 + 2\left(\frac{L-x}{L}\right)\right) P \quad 4-13$$

$$H_A = H_C = P \frac{15L}{4f} \left(\frac{x}{L}\right)^2 \left(\frac{L-x}{L}\right)^2 \quad 4-14$$

$$M_A = PL \left(\frac{x}{L}\right) \left(\frac{L-x}{L}\right)^2 \left(\frac{5x}{2L} - 1\right) \quad 4-15$$

$$M_C = PL \left(\frac{x}{L}\right)^2 \left(\frac{L-x}{L}\right) \left(\frac{5(L-x)}{2L} - 1\right) \quad 4-16$$

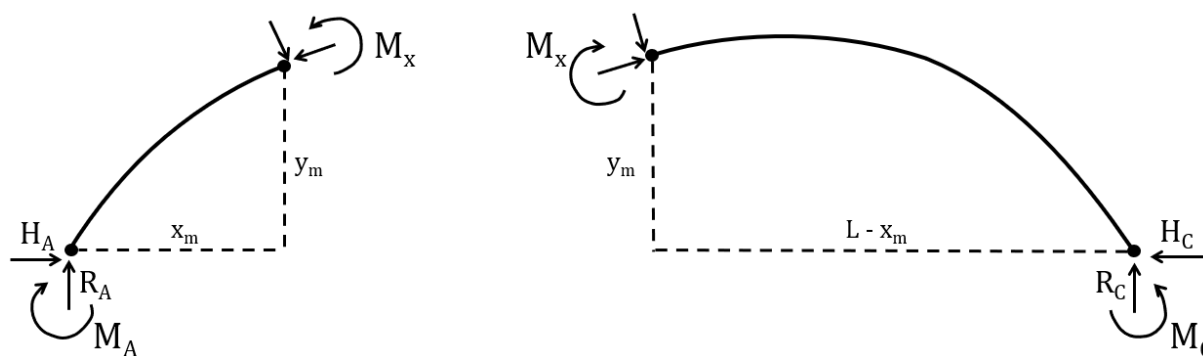


Figur 36 Fritt legeme diagram (t.v.) og bøyemomentdiagram (t.h.) for punktlast på en fast innspent bue (StructX, 2021).

For å beregne bøyemomentet på buen ble snittmetoden benyttet. Punktlasten virker i punktet (x, y) . For at kravet om statisk likevekt skal være oppfylt, ble bøyemomentet i ethvert punkt på buen (x_m, y_m) , beregnet ved formel 4-17 når $x_m < x$. Når $x_m > x$ ble bøyemomentet beregnet fra formel 4-18. I figur 37 vises en skisse av snittmetoden for problemet. Det høyeste bøyemomentet ved de gitte antagelse har blitt funnet. Fra dette bøyemomentet ble motstandsmoment påført buen av en løs kile beregnet fra formel 4-11.

$$M_x = M_A + R_A x_m - H_A y_m \quad 4-17$$

$$M_x = M_C + R_C (L - x_m) - H_C y_m \quad 4-18$$



Figur 37 Skisse av snittmetoden for den fast innspente buen. T.v. gjelder for $x_m < x$, mens t.h. gjelder for $x_m > x$.

4.4 Numerisk modellering

Numerisk modellering har blitt benyttet som en del av stabilitetsanalysen. En fremgangsmåte hvor todimensjonale- og tredimensjonale modeller kombineres ble benyttet for å gi en så omfattende beskrivelse av problemet som mulig.

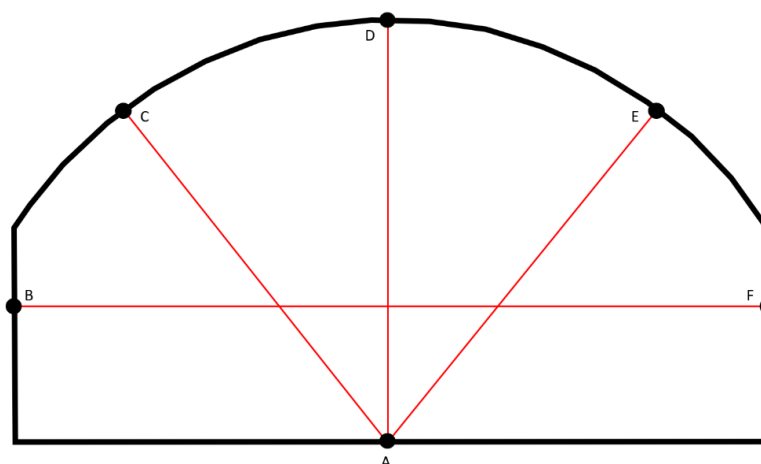
Numeriske metoder prøver å gjenskape de reelle forhold ved tilfredsstillende korrekte materialegenskaper, realistiske grenseverdier, riktig tidslinje for berguttak og bergsikring, korrekt bergromsgeometri og riktig samhandling mellom bergsikring og bergmassen (Rocscience, 2020). Det er umulig for en modell å tilfredsstillende alle disse kravene, men modelleringen kan gi et omtrentlig resultat med akseptabel nøyaktighet. Input-parameterne for de numeriske modellene som har blitt benyttet er:

- In-situ spenninger
- Bergrommets geometri
- Bergmassens styrke og deformasjonsegenskaper
- Geologiske strukturers geometri
- Bergsikring
- Svelletrykk

In-situ bergspenninger utgjorde den mest usikre input-parameteren i den numeriske modelleringen, og det ble derfor utført flere modelleringer med ulike verdier for in-situ spenninger. Bergspenningene som har blitt brukt i modellen er basert på nærliggende bergspenningsmålinger. Nærmere vurdering av lokale bergspenningsforhold er gitt i kapittel 3.4. Spenningskonfigurasjonen som ga størst deformasjoner ble ansett som mest kritisk, og denne ble derfor vektlagt tyngst videre i analysen.

For å beskrive bergmassens deformasjonsegenskaper ble E og ν benyttet som input-parametere i modelleringen. Det generaliserte Hoek-Brown bruddkriteriet for bergmasse er benyttet for å beskrive bergmassens styrke. Antagelser for input-parametere i Hoek-Brown bruddkriterium, σ_{ci} , GSI , D og m_i har derfor blitt utført.

Deformasjonsresultatene fra modelleringen inkluderte maksimal deformasjon på tunnelkonturen ved de gitte betingelsene i modellen. Deformasjonsresultater har også blitt presentert som konvergens ved gitte punkter på tunnelkonturen i dobbeltsporet. Et forslag til punkter konvergens kan måles mellom, er gitt i figur 38. Avlesning av deformasjoners retninger fører til noe usikkerhet i deformasjonsresultatene.



Figur 38 Forslag til konvergensmålinger på tunneloverflaten i dobbeltsporet. Konvergens mellom såle og sørlig del av heng (A-C) og konvergens mellom veggene i tunnelen (B-F) vil benyttes i modellen.

4.4.1 EX3

I bergrom med kompleks geometri, hvor man ikke kan anta uendelig utstrekning ut av modelleringsplanet vil en todimensjonal analyse gi store feilkilder. En tredimensjonal modell ble konstruert for undersøkelse av spenningsfordelinger og deformasjoner i bergrommet rundt N2. Tredimensjonale modeller er imidlertid krevende å regne ut. Den tredimensjonale modelleringen i analysen ble derfor basert på elastiske materialegenskaper, gjennom modellering i programvaren EX3. Ved lineær elastiske og homogene materialer gjenskaper programvaren på en god måte de faktiske forholdene, og den gir et pålitelig bilde av deformasjonene som vil oppstå ved et berguttak (Rocscience, 2020).

Som nevnt i kapittel 2.9 er EX3 et eksempel på BEM-programvare. I programvaren benyttes en undergruppe av BEM kalt indirekte BEM hvor fiktive spenninger på bergoverflaten benyttes for å beregne deformasjoner. I den indirekte BEM-modellen behøver man ikke å fiksere en ytre grense for problemdomenet, og bergguttakets påvirkning på spenninger og deformasjoner langt unna bergrommet kan derfor modelleres bedre ved bruk av indirekte BEM (Rocscience, 2020).

I modellen ble standardinnstillingene i EX3 benyttet for den numeriske prosessen som utførte beregninger på problemet. De numeriske iterasjonene ble avbrutt når en toleranse på 0,05 var nådd. Valgene som har blitt utført ved oppbygning av EX3-modellen gjennomgås i kapittel 8.1.1

4.4.2 RS2

En todimensjonal modell hvor bergets plastiske egenskaper legges til grunn, har blitt brukt som supplement til den tredimensjonale analysen fra EX3. RS2 er en kraftig FEM-programvare som gir mange muligheter for beskrivelse av bergmassen. Programmet gir muligheten for modellering med både elastiske og plastiske materialeegenskaper.

I RS2-modellen ble først en elastisk modell bygget. Utbredelsen av svakhetssonen og valg av materialeegenskaper ble tilpasset slik at modellen fikk et sammenlignbart resultat for deformasjoner som et tilsvarende tverrsnitt fra den tredimensjonale modellen. Snittet som ble benyttet tilsvarer omtrent et tverrsnitt av tunnelen ved pelnummer 463 105. I en todimensjonal modell antas «plane strain», som vil si at man i praksis modellerer med en uendelig lang tunnel langs tverrsnittet som vises i modellen (RocScience, 2021). Ved å modellere med et tverrsnitt gjennom N2 vil denne forenklingen føre til større spenninger og deformasjoner enn i virkeligheten. For å tilpasse modellen ble derfor bergmassens styrkeegenskaper blitt oppgradert noe for å gi et sammenlignbart modelleringsresultat i 2D og 3D.

I RS2 har plastiske materialeegenskaper og effekt av sikringsmidler i tunnelen blitt modellert. Forskjellen mellom plastisk og elastisk modell sier noe om troverdigheten til resultatene fra den tredimensjonale elastiske modellen fra EX3. Sikringsmidlene i modellen ble basert på bergsikringen som er anbefalt fra Q-systemet. På denne måten ble effekten sikringen vil ha på stabiliteten i bergrommet undersøkt.

For plastiske materialer endres materialeegenskapene etter brudd. Bergresponen etter brudd karakteriseres av to klasser; klasse I (duktil) og klasse II (sprø) (se figur 4). Svekkelsen av bergmassens egenskaper kan representeres i den numeriske modellen ved en reduksjon av GSI. Etter brudd får man en residual GSI_r . Forholdet mellom GSI og GSI_r avhenger av bergets opprinnelige oppsprekking. I figur 69 vises forholdet mellom GSI_r/GSI og GSI . Det antas at parameterne $\sigma_{c,i}$ og m_i er uendret når bergmassen går fra sin opprinnelige styrke til residual tilstand (Cai, et al., 2007).

I Ulriken jernbanetunnel vurderes det å bruke prefabrikerte gitterbuer som et alternativ til konvensjonelle dobbelarmerte sprøytebetongbuer (RRS). I RS2 gis det mulighet for modellering med slike trekant-gitterbuer som vurderes i Ulriken. Dimensjonering av gitterbuer kan ikke utføres med grunnlag i erfaringsdata, slik Q-systemet gjør for RRS- buer. Kveldsvik, et al. (2011) benyttet kapasitetsplott fra modellering som grunnlag for valg av gitterbuer i stasjonshallen i Holmestrand. Denne fremgangsmåten vil også benyttes i denne studien. For å modellere svelletrykk på sikringskonstruksjonen ble en last påført langs tunneloverflaten i modellen med sikringsmidler.

5 Ingeniørgeologisk kartlegging

Feltobservasjoner, kartlegging og innhenting av prøver til laboratorieundersøkelser i Ulriken jernbanetunnel ble utført 14.01.21. Fokuset for feltarbeidet var å få en oversikt over bergrommets dimensjoner rundt koplingssonen ved teknisk rom N2, samt å kartlegge bergmassekvaliteten og hente inn prøvemateriale til laboratorieundersøkelser. Kartlegging og innhenting av bergprøver ble utført i gammelt tunnellop og i koplingssporet (se figur 42). I det nye tunnellopet og i selve det tekniske rommet er bergoverflaten dekket av sprøytebetong, og det var derfor ikke mulig å gjennomføre kartlegging her.

I felt ble Q-verdi (kapittel 5.1) og GSI (kapittel 5.2) kartlagt. Kartlegging av sprekkeorientering har blitt utført, og presenteres i delkapittel 5.4. Kartleggingen vil supplere kartleggingen som allerede har blitt utført ved driving av tunnelen (presentert i kapittel 3.3.1). Observasjon av sikringsmidler vil presenteres i delkapittel 5.5. Informasjon vedrørende bergsikringen utført i nytt tunnellop og N2 baseres ikke på observasjon i tunnelen, men fra BaneNORs notater, gjort tilgjengelig fra Helge Tjelmeland (ansvarlig ingeniørgeolog for Ulriken jernbanetunnel).

Svakhetssonen ble kartlagt med tettere oppsprekking enn berget utenfor sonen. Sonen beskrives derfor som en kompleks leirrik knusningssone med leirinfisert sideberg. Ved slag med geologhammer ble den mekaniske styrken til berget i sonen oppfattet som merkbart redusert sammenlignet med berget utenfor sonen. I koplingstunnelen ble svakhetssonen kartlagt med en mektighet på omtrent 10 meter med store variasjoner av bergmassekvaliteten internt i sonen. I figur 39 vises fotografi av berget i svakhetssonen. Sonen er delvis dekket av sprøytebetong, noe som begrenset muligheten for gode fotografier og mer omfattende kartlegging.



Figur 39 Fotografi av bergmassen i svakhetssonen. Bildet er tatt i koplingssporet ved bergstaben mot N2.

5.1 Q-verdi

I koplingsporet mellom de to tunnellopene er det kun installert enkel arbeidssikring (se kapittel 5.5), og her var det derfor mulig å gjøre en vurdering av Q-verdi i svakhetssonen.

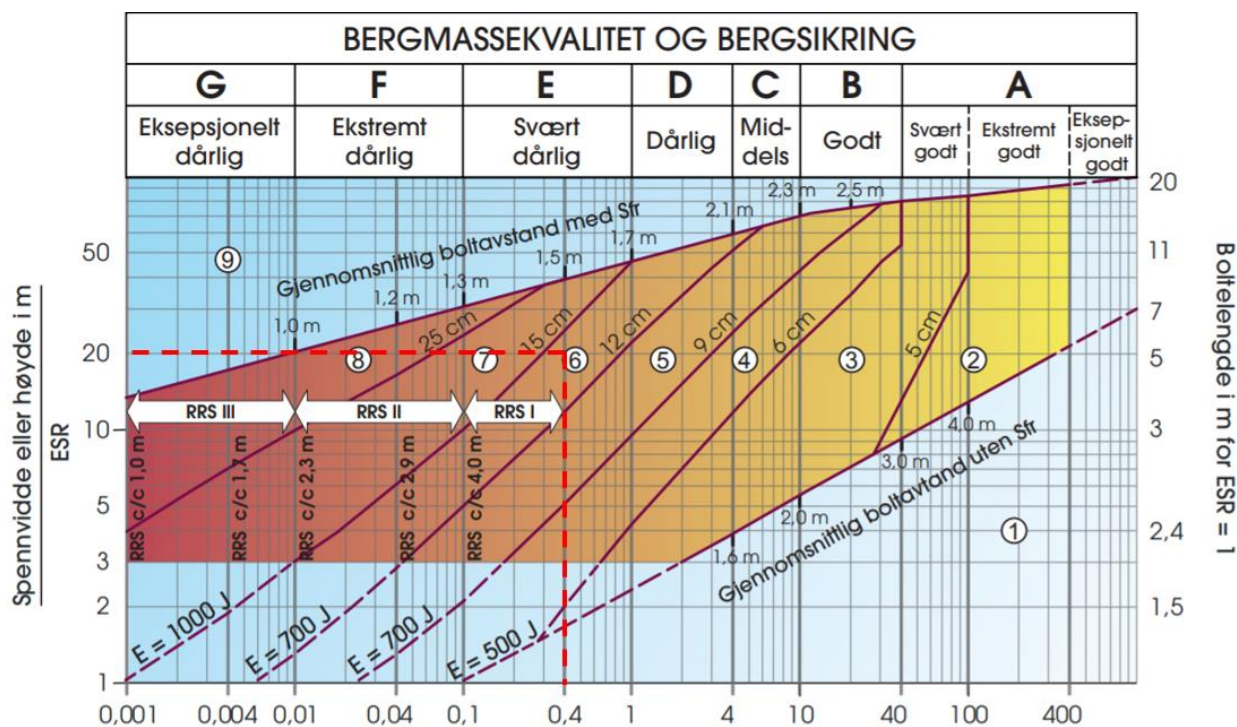
Parameterne i Q-systemet ble kartlagt i svakhetssonen som krysser tunnelen, på den sørlige vegg mot bergstabben. Stor variasjon av oppsprekingsgrad innad i sonen gjør at parameterne som er brukt i analysen hverken representerer den laveste Q-verdien, og heller ikke den vanligste (som trolig ville vært noe høyere), men heller er et uttrykk for en Q-verdi som kan representere hele svakhetssonen. En oppsummering av kartleggingen finnes i tabell 10. Bergmassen i svakhetssonen ble klassifisert som svært dårlig (se figur 40).

Tabell 10 Kartlegging av Q-verdi av svakhetssonen fra feltkartlegging

| | RQD | J_n | J_r | J_a | J_w | SRF | Q-verdi |
|---|-----|-------|-------|-------|-------|-----|---------|
| Sørlig vegg av koplingsporet (mot pillar) | 40 | 6 | 1.5 | 10 | 1 | 2.5 | 0,4 |

Kartleggingen avviker noe fra kartleggingen som ble gjort i samme under driving. J_a har høyere verdi i vurderingen av Q-parametere utført i sammenheng med denne studien. Samtidig har SRF lavere verdi. Den resulterende Q-verdien blir imidlertid ganske lik (0,4 og 0,5).

I figur 40 vises Q-systemets sikringsdiagram. Tunnelanlegget i Ulriken har ESR = 1 (BaneNOR, 2021a). Med en spennvidde på om lag 20 meter i dobbeltsporet blir ekvivalent dimensjon 20. Med en Q-verdi på 0,4 havner dobbeltsporet i sikringskategori 6.



Figur 40 Sikringsdiagram for permanent sikring i henhold til Q-systemet (NGI, 2015). Koplingspunktet ved N2 i Ulriken jernbanetunnel havner i sikringskategori 6.

Anbefalt permanent sikring fra Q-systemet ved sikringskategori 6 innebærer et utjevningsslag med sprøytebetong på 12-15 cm og doble sprøytebetongbuer (6 + 2 armerings-jern) dekket av

40 cm sprøytebetong (E700) og systematisk bolting med bolteavstand 1,5 meter og boltelengde 5 meter (NGI, 2015).

5.1.1 Vannforhold

Vannforholdene i området rundt svakhetssonen vil kunne ha stor innvirkning på stabiliteten da svelling og slaking er prosesser hvor vann spiller en sentral rolle. I vurdering av Q-verdi i forbindelse med denne studien, og ved driving av nytt tunnellop, har parameteren J_w fått verdien 1 for alle Q-verdier i området i og rundt svakhetssonen. I Q-systemet beskrives $J_w = 1$ som «tørre bergrom eller mindre innsig (fuktig eller noen få drypp)» (NGI, 2015, s. 24). I området hvor svakhetssonens forløp forventes i gammelt tunnellop, ble enkelte drypp observert gjennom sprøytebetongen. I fotografiet i figur 41 vises disse fuktige flekkene langs tunnelkonturen omtrent ved pelnummer 463 097. Også i koplingsporet hvor Q-verdien ble vurdert ble det observert enkelte drypp.



Figur 41 Små vanddrypp fra hengen følger tunnelkonturen i gammelt tunnellop.

5.2 GSI (Geological Strength Index)

Ved kartlegging i koplingsporet ble også en vurdering av GSI (Geological Strength Index) foretatt. Kartleggingen er gjort i henhold til tabell 11. Bergets struktur ble i svakhetssonen vurdert til å være BLOCKY/ DISTURBED/SEAMY, mens sprekkenes overflateforhold ble vurdert til å være mellom FAIR og POOR. GSI-verdien for svakhetssonen kartlegges derfor til 32-37. Omtrentlig lokasjon for kartlegging av GSI er vist i figur 42.

Formel 2-4 ble benyttet for omregning fra Q-verdi til GSI. I svakhetssonen ble beregnet GSI-verdi basert på kartlagt Q-verdi mellom 27 og 46. Variasjonen av omregnet GSI preges av den varierende RQD-parameteren i Q-kartleggingen. GSI beregnet fra kartlagte Q-verdier samsvarer med den kartlagte GSI-verdien, men viser et større intervall.

GSI i svakhetssonen (worst case, $Q = 0,4$)
med Q-parametere fra kartlegging utført i
denne studien:

GSI i svakhetssonen (best case, $Q = 0,5$)
med Q-parametere fra kartlegging utført
ved driving av koplingsporet:

$$GSI = \frac{52 \times \left(\frac{1,5}{10}\right)}{\left(1 + 1,5/10\right)} + \frac{40}{2} = 27$$

$$GSI = \frac{52 \times \left(\frac{1}{5}\right)}{\left(1 + 1/5\right)} + \frac{75}{2} = 46$$

I gammelt tunnellop ble bergmassen beskrevet som BLOCKY og sprekkenes overflateforhold beskrevet mellom GOOD og VERY GOOD. GSI i området utenfor svakhetssonen vurdert til å være omtrent 72-77.

GSI basert på omregning fra kartlagte Q-verdier utenfor svakhetssonen viser at GSI i verste fall er på rundt 49 og i beste fall er på rundt 76. I den tredimensjonale numeriske modellen (ref. kapittel 8.2) er området hvor $Q = 6,6$ (GSI = 49) modellert som en del av svakhetssonen. Variasjonen i resultatet fra Q til GSI viser både usikkerheten i kartleggingen som er utført, samt usikkerheten i omregningsformelen.

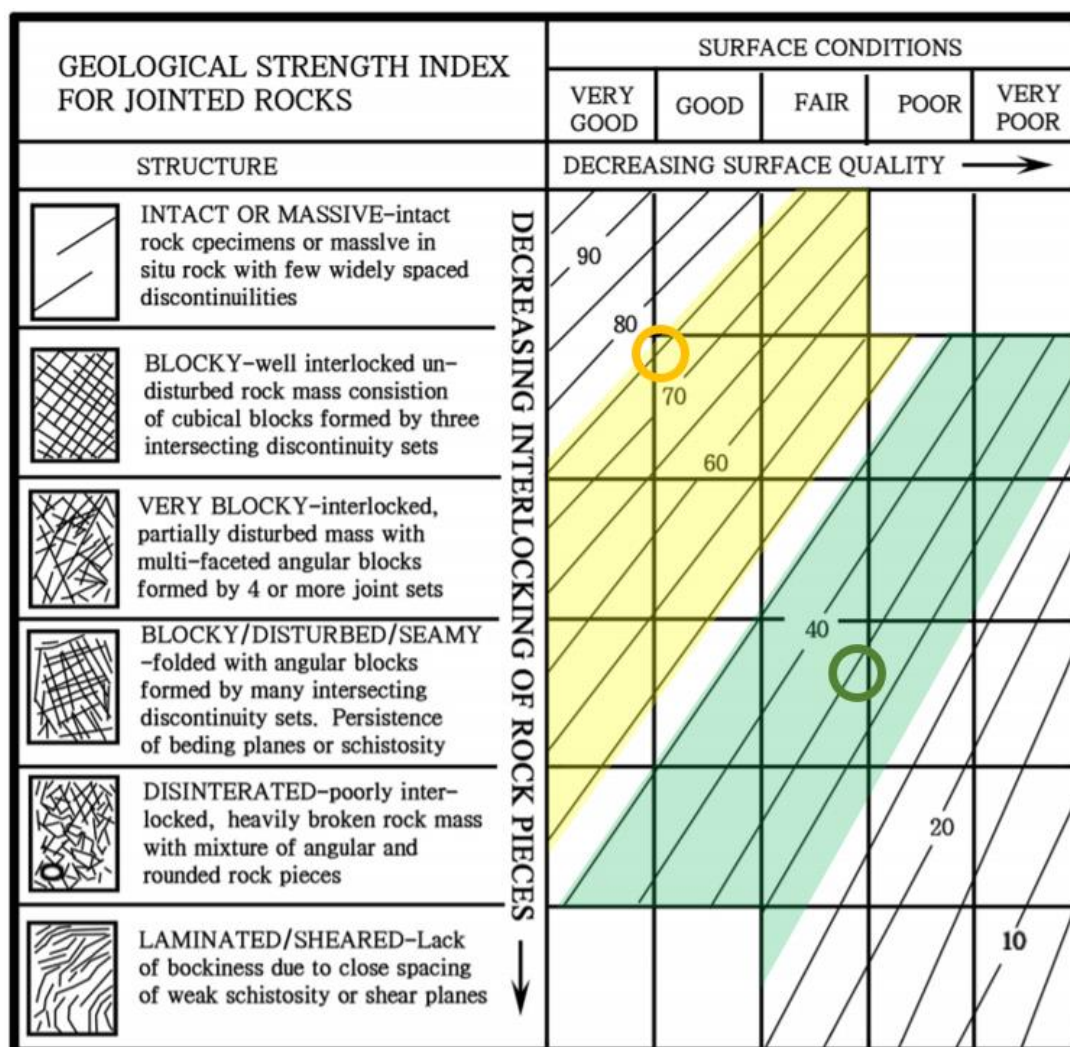
GSI utenfor svakhetssonen (worst case, $Q = 6,6$) fra kartlegging utført ved driving:

$$GSI = \frac{52 \times (\frac{1.5}{4})}{(1 + 1.5/4)} + \frac{70}{2} = 49$$

GSI utenfor svakhetssonen (best case, $Q = 45$) fra kartlegging utført ved driving:

$$GSI = \frac{52 \times (\frac{1.5}{1})}{(1 + 1.5/1)} + \frac{90}{2} = 76$$

Tabell 11 Diagram for estimering av GSI. Kartlagt GSI for berget i gammelt tunnellop utenfor svakhetssonen er representert av gul ring (GSI fra 72 til 77), mens kartlagt GSI for bergstabben preget av svakhetssonen vises med grønn ring (GSI fra 32 til 37) (Hong, et al., 2017). Fargelagt område viser mulige verdier for GSI basert på omregning fra Q-verdi.

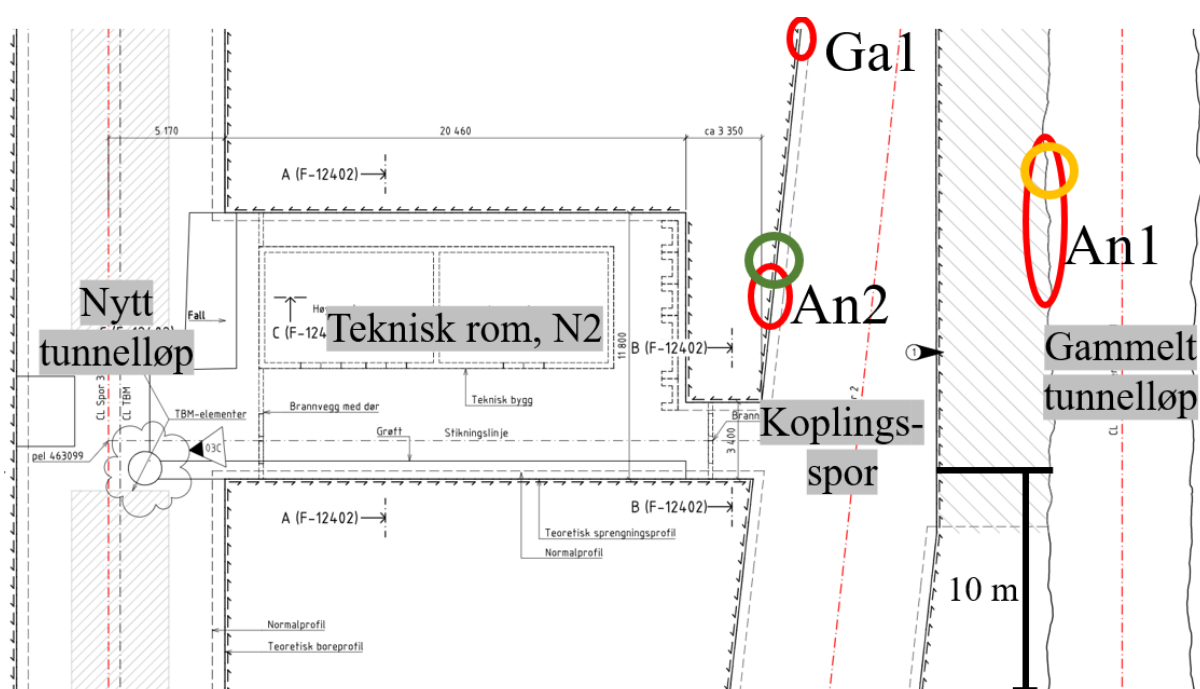


5.3 Innhentning av prøver

Ved feltkartlegging i det gamle tunnellopet og i koplingssporet ble prøver hentet ut til laboratorieundersøkelser. Prøvene omfattet håndstykker og blokker av ulik størrelse slått løs fra tunnelveggen med slegge. Prøvene ble delt inn i tre bergartsenheter:

- An1: Uforvitret anortositt fra gammelt tunnellop
- An2: Leirinfisert og forvitret anortositt fra bergstappe mellom N2 og koplingssporet
- Ga1: Forvitret metagabbro fra koplingsspor

Lokasjonen prøvene ble hentet fra er vist i figur 42. Det bemerkes at bergartsenhetene er metamorfe bergarter som beskrives med navnet til den magmatiske protolittbergarten. En mineralogisk analyse av bergartene er ikke utført, og grad av metamorfose er heller ikke vurdert da informasjon om dette ikke anses som nødvendig i analysen i studien. Nærmere beskrivelse av prøvene og resultater fra laboratorieforskning finnes i kapittel 6.

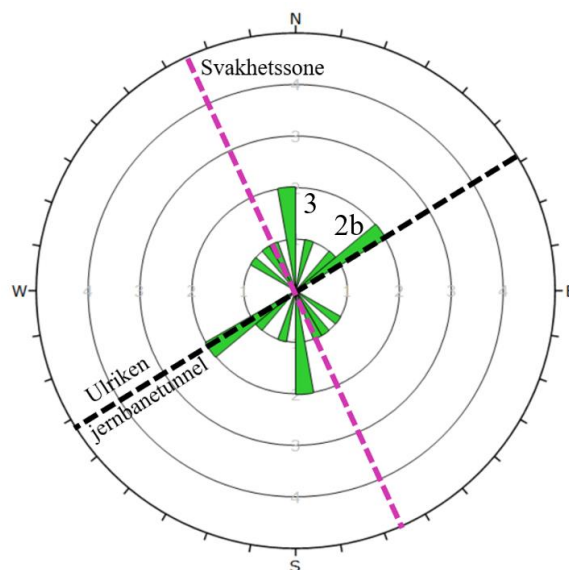


Figur 42 Lokasjon av prøvematerialet samlet ved tunnelkartlegging vist med rødt. Kartlegging av GSI i og utenfor svakhetssonen vises med henholdsvis grønn og gul ring.

5.4 Sprekkekartlegging

Det ble foretatt enkelte sprekkemålinger i tunnelen. Disse ble i hovedsak utført i gammelt tunnellop (se figur 42) da kartleggingen i koplingssporet var mer hektisk grunnet tilgang via trafikkert jernbanetunnel. Det ble i alt utført 9 sprekkemålinger, og kartleggingen av sprekkenes orientering anses derfor som mangelfull. Resultatene inkluderes likevel her da de anses å tilføre relevant informasjon til tidligere utført sprekkekartlegging (kapittel 3.3.5). Resultatet fra sprekkekartleggingen er vist i figur 43 hvor to sprekkesett med strøk N-S og NØ-SV antydes. Sprekkesettet med strøk N-S faller mot vest, og kan derfor tolkes til å tilhøre sprekkesett 3 (se tabell 7). Sprekkesettet med strøk NØ-SV faller steilt mot NV og tolkes derfor å tilhøre sprekkesett 2b. Svakhetssonen er fra tidligere kartlegging antatt å falle steilt mot øst. Ved

feltkartlegging bekreftes dette med måling av orienteringen til sprekkeoverflaten i svakhetssonen med fall/fallretning $80^{\circ}/105^{\circ}$. I figuren vises svakhetssonens antatte strøklinje (merket med rosa) ved $N335^{\circ}\text{Ø}$ som avviker noe fra sprekkekartlegging i tunnelen, men som samsvarer med tidligere ingeniørgeologisk kartlegging i teknisk rom N2 (se figur 27). Tunnelens lengdeakse er vist med sort stiplet linje i figuren.



Figur 43 Sprekkekartlegging fra Ulriken jernbanetunnel.

I kartlegging ved tunneldriving og ved feltarbeid har tilstedeværelse av alle de fem sprekkesettene presentert i tabell 7 blitt påvist. Antall sprekkemålinger er noe mangelfull, og kunne med fordel blitt utvidet for større sikkerhet i analysen. Av hensyn til tidsbruk ved feltkartlegging ble det imidlertid ikke mulighet til flere sprekkemålinger. Sprøytebetongsikring av bergoverflaten vanskeliggjorde også ytterligere kartlegging. Med de data som foreligger kan man imidlertid ikke utelukke at alle fem sprekkesett kan være til stede i området rundt N2.

5.4.1 UnWedge

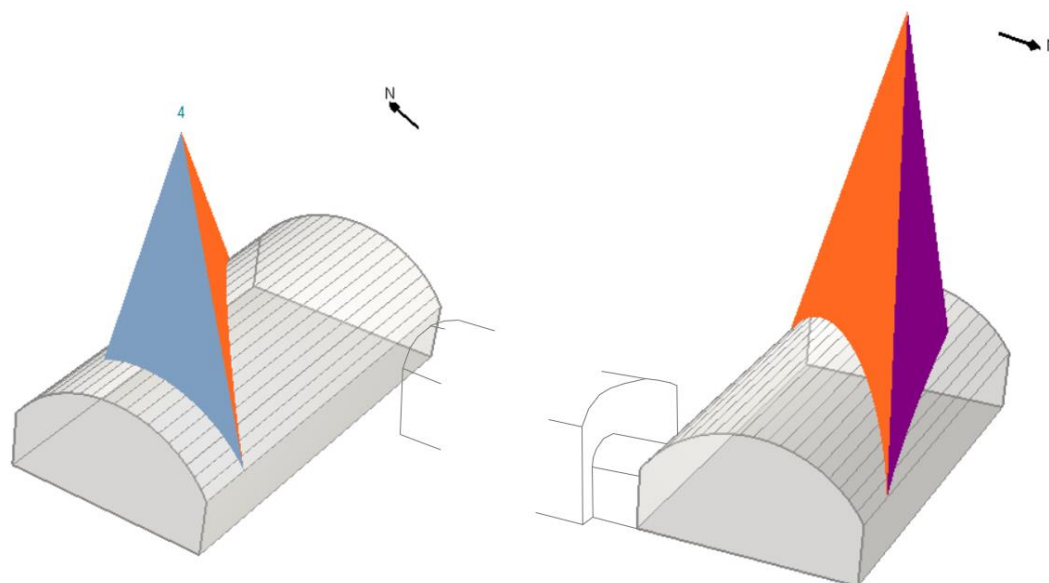
Tilstedeværelse av to leirslepper, samt avgrensede sprekkesett muliggjør stabilitetsproblemer knyttet til nedfall ved kiledannelse i dobbeltsporet ved kopling av ny og gammel tunnel. En visualisering av potensiell kiledannelse ble derfor foretatt i programvaren UnWedge.

Det største tunnelverrsnittet i dobbeltsporet ved koplingspunktet er brukt som utgangspunkt for tunnelen i analysen. Sprekkesettene orientering er gitt i tabell 12. Merk at enkelte endringer er foretatt fra tabell 7 på grunnlag av kartlegging i tunnelen.

Tabell 12 Orientering av sprekkesett benyttet i UnWedge-analyse. Tabellen er basert på kartlegging utført i sammenheng med denne studien, kartlegging ved utdriving og kartlegging i dagen.

| | Fall | Fallretning | Kommentar |
|-----------------------|--------------|-----------------|---|
| Sprekkesett 1 | 80° | $/ 065^{\circ}$ | Antatt orientering av svakhetssonen + foliasjonsretning |
| Sprekkesett 2a | 75° | $/ 114^{\circ}$ | Basert på tabell 7. |
| Sprekkesett 2b | 74° | $/ 322^{\circ}$ | Basert på sprekkemåling fra feltkartlegging |
| Sprekkesett 3 | 75° | $/ 242^{\circ}$ | Basert på tabell 7 og sprekkemålinger fra feltkartlegging |
| Sprekkesett 4 | 20° | $/ 183^{\circ}$ | Basert på tabell 7 og kartlegging ved driving |

Den største teoretiske kiledannelsen i dobbeltsporet vises i figur 44. Kilen er dannet av sprekkesettene 1, 2a og 2b. Sprekkesett 1 (svakhetssonen) er farget blå, sprekkesett 2a er farget oransje og sprekkesett 2b er farget fiolett. Ved enhetsvekt for berget $0,027 \text{ MN/m}^3$ får kilen vekten $39,6 \text{ MN}$. Dersom sprekkesett 2a og 2b ikke er til stede, vil kilen som dannes bli betraktelig mindre.



Figur 44 Visualisering av største teoretiske kiledannelse (etter uttak) dannet av sprekkesett 1, 2a og 2b som gitt i tabell 12. T.v. sees geometrien fra vest mot øst, og t.h. ser man fra øst mot vest. Plasseringen av N2 i forhold til dobbeltsporet er tegnet inn.

5.5 Bergsikring

I det dette delkapittelet beskrives installert bergsikring i området rundt teknisk rom N2 og koblingsporet mellom ny og gammel tunnel. Beskrivelsen er basert på observasjoner i felt, samt notater fra driving.

I området hvor svakhetssonen har sitt utløp i den gamle tunnelen, var vegger og heng dekket av sprøytebetong. Om lag 10 meter av tunnelen ble observert sikret med sprøytebetong i dette området. Annet enn denne sprøytebetongsikringen er ingen sikringsmidler observert i det gamle tunnellopet.

I koplingsporet er arbeidssikring utført, mens permanent sikring vil påføres når resterende bergmasse er tatt ut. Bergsikring i dette området omfatter sprøytebetong i heng og vederlag, i området preget av svakhetssonen. Øst for sonen er det observert noe stedvis bolting, men ellers er området usikret. Oppsprekking av sprøytebetongen ble observert på bergstappen mot N2 i koplingsporet (se figur 45).

Bergsikringen i det nye tunnellopet og det tekniske rommet er mer detaljert beskrevet i vedlegg G. Teknisk rom N2 er preget av tung bergsikring med doble sprøytebetongbuer (RRS). Mellom den innerste buen og nordveggen i rommet går det tre armerte halvbuer. Denne veggen er også dekket av 15 cm fiberfri sprøytebetong armert med armeringsnett. Hengen i det tekniske rommet er dekket med 15 cm sprøytebetong (E1000). De resterende veggene i rommet er dekket med 10 cm sprøytebetong.



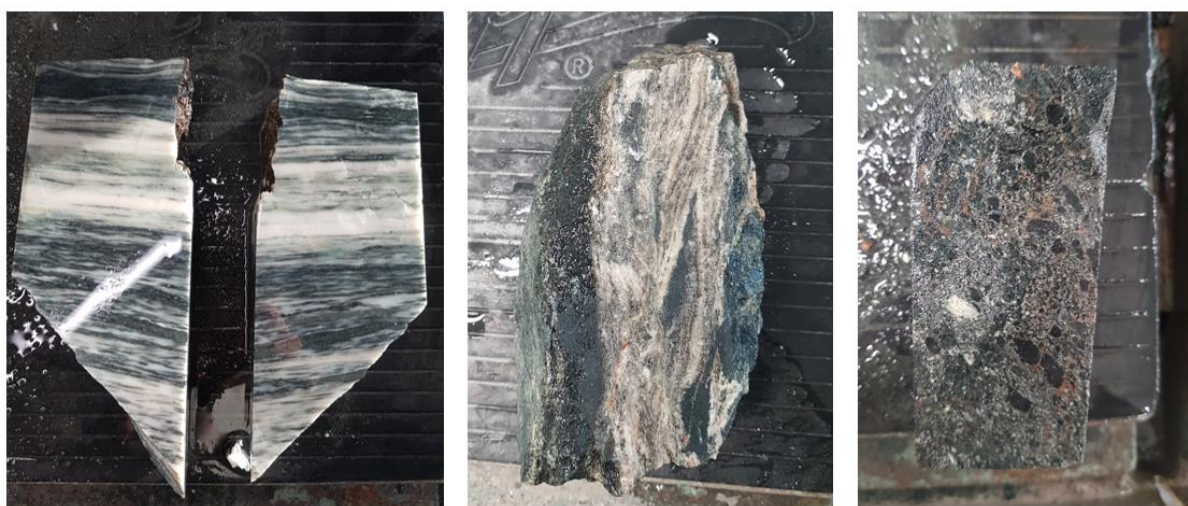
Figur 45 Oppsprekking av sprøytebetongen på bergstappen i koplingssporet.

I hengen i nytt tunnellop er det utført systematisk bolting (se vedlegg G for detaljer). Fra pelnummer 463 067 til 463 095 er det påført 8 cm sprøytebetong rundt 260° av den sirkulære tunnelkonturen. Fra 463 095 til 463 150 er 12 cm sprøytebetong benyttet. I nytt tunnellop og tekniske rom N2 er sprøytebetong med energiabsorbering $E = 1000 \text{ J}$ benyttet.

6 Laboratorieundersøkelser

I dette kapittelet følger resultatene fra laboratorieundersøkelsene som er utført; punktlasttest og Slake Durability Test. Fremgangsmåten for forsøkene er beskrevet i kapittel 4.2.

Prøvene ble hentet ut av tunnelen ved feltkartlegging ved bruk av slegge. Blokkene som ble hentet ut var ikke store nok til å bore kjerner fra, og punktlasttest utført for å teste bergets styrke. I testene skilles det mellom tre ulike bergprøver (ref. kapittel 5.3); anortositten fra den gamle tunnelen (An1), den mer leirinfiserte anortositten fra koplingsporet (An2) og metagabbro fra vestre del av koplingsporet (Ga1). An1 representerer berget i tunnelen utenfor svakhetssonen. An2 representerer berg i påvirket av svakhetssonen, mens Ga1 representerer variasjonen som eksisterer i området mellom anortositt og mer gabbroide bergarter. I figur 46 vises fotografi av de tre bergartsenhetene.



Figur 46 Fotografi av eksempler på de tre bergprøvene An1 (t.v.), An2 (i midten) og Ga1 (t.h.). Bildene ble tatt under preparering av prøvene.

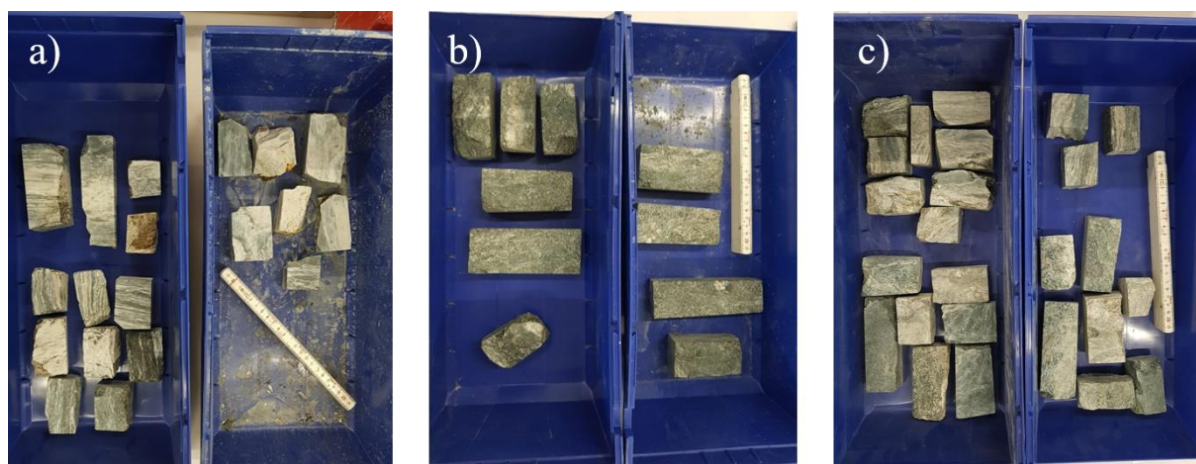
6.1 Punktlasttest

Materialet hentet inn fra feltarbeid i tunnelen inkluderte blokker og håndstykker, og på forhånd ble disse kappet til kuboider (blokker) slik at avlesning av bredden W og høyden D i blokktesten ble mer nøyaktig.

I forsøket ble tester utført på 19 prøvestykker av An1, 25 prøvestykker av An2 og 10 prøvestykker av Ga1. Hvor mange tester prøvestykkene gav, samsvarte ikke nødvendigvis med antallet prøvestykker, da noen prøvestykker er store nok til å testes flere ganger. Enkelte prøvestykker ble ødelagt av testing selv om de var store nok til at flere tester kunne blitt utført, f.eks. ved at et hjørne av prøven ble brutt av. I figur 47 vises alle prøvestykkene før noen ble vannmettet, og før testing.

I tabell 13 vises antallet tester som ble utført på de ulike bergartsenhetene; i vannmettet og tørr tilstand og hvilken orientering prøven hadde. Godkjente prøver vises i parentes. For An1 førte mangel på prøvestykker til at ingen tester ble utført i tørr tilstand. An2 og Ga1 ble testet både i

vannmettet og tørr tilstand. Prøvestykker av An2 ble glatte, og grønt leirmateriale viste seg langs foliasjonen da prøvene ble vannmettet (se figur 48).



Figur 47 Prøvestykker til punktlasttesting. a) An1, b) Ga1, c) An2. Inkluderer alle prøvestykker (før enkelte prøver ble vannmettet).

Tabell 13 Oversikt over antall punktlasttester utført. Godkjente tester i parentes.

| | ⊥ | | // | |
|--------------|------------|---------|------------|-------|
| | Vannmettet | Tørr | Vannmettet | Tørr |
| # tester An1 | 11 (10) | - | 18 (15) | - |
| # tester An2 | 14 (14) | 17 (15) | 10 (9) | 7 (6) |
| # tester Ga1 | 14 (11) | 10 (3) | 3 (3) | 1 (1) |

I vedlegg H presenteres resultatene for punktlasttestene som har blitt utført. I tabell 14 vises gjennomsnittlig punktlaststyrke for de ulike testene. Beregning av gjennomsnittet er i henhold til standardbeskrivelsen (kapittel 4.2.1), i tilfellene hvor antallet godkjente prøver er større eller lik 10. Detaljer for hvilke resultater som er inkludert i beregning av gjennomsnittet for tester med mindre enn 10 godkjente tester er beskrevet i vedlegg H. Særlig for Ga1 er antallet tester lavt, foruten testene som ble utført vannmettet og normalt på foliasjonsretningen. Resultatet fra disse testene medbringer dermed en del usikkerhet og er derfor skrevet i kursiv i tabell 14. Klassifisering av punktlaststyrken til berget er inkludert i parentes bak resultatene. Klassifiseringen som er benyttet finnes i vedlegg F.

Tabell 14 Gjennomsnittlige resultater av punktlasttesten for de tre bergartsenhetene An1, An2 og Ga1

| | Punktlastindeksen, $I_{s(50)}$ [MPa] | | | |
|------------|--------------------------------------|-----------------------|-------------------------|-----------------------|
| | ⊥ | | // | |
| | Vannmettet | Tørr | Vannmettet | Tørr |
| An1 | 6,63 (høy styrke) | - | 4,20 (høy styrke) | - |
| An2 | 4,42 (høy styrke) | 5,54 (høy styrke) | 1,75 (lav styrke) | 2,61 (middels styrke) |
| Ga1 | 1,50 (lav styrke) | 2,37 (middels styrke) | 0,62 (svært lav styrke) | 1,22 (lav styrke) |

Anisotropiindeksen for de ulike bergartsenhetene er gitt i tabell 15.

Tabell 15 Anisotropiindeksen $I_{a(50)}$ for bergartsenhetene An1, An2 og Ga1

| | Anisotropiindeksen $I_{a(50)}$ | |
|------------|--------------------------------|--------------------------|
| | Vannmettet | Tørr |
| An1 | 1,58 (moderat anisotrop) | - |
| An2 | 2,53 (svært sterkt anisotrop) | 2,12 (sterkt anisotrop) |
| Ga1 | 2,39 (sterkt anisotrop) | 1,94 (moderat anisotrop) |

Basert på formel 4-6 kan enaksiell trykkfasthet anslås fra resultatene i punktlasttesten. Verdier for k_{50} for bergartsenhetene, normalt og parallelt med foliasjonen er presentert i tabell 16. Antagelsene som er gjort er basert på middelverdier av anbefalingene i tabell 9, og lineær regresjon av disse, og vist i figur 81 i vedlegg E. Den valgte k_{50} -verdien er det heltallet som best samsvarer med regresjonslinjen.

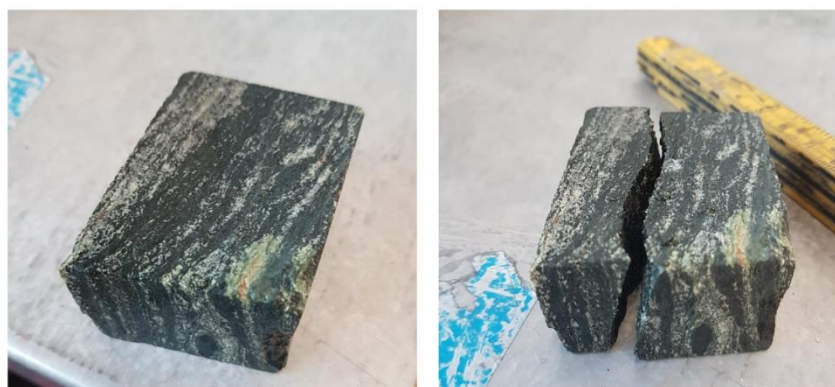
Tabell 16 Valgt omregningsfaktor k_{50} for bruk i formel 4-6.

| | k_{50} | | | |
|------------|------------|------|------------|------|
| | ⊥ | | // | |
| | Vannmettet | Tørr | Vannmettet | Tørr |
| An1 | 19 | - | 16 | - |
| An2 | 16 | 17 | 13 | 14 |
| Ga1 | 13 | 14 | 12 | 12 |

Anslått σ_c beregnet fra formel 4-6 er gitt i tabell 17. Ifølge Bieniawski (1973) (fra Nilsen & Palmström, 2000) bør ikke punktlasttesten brukes for berg med $\sigma_c < 25$ MPa. Verdiene < 25 MPa er likevel inkludert her fordi disse er de eneste testene som kan indikere bergartsstyrken i svakhetssonen. Usikkerheten i resultatet for lave verdier av $I_{s(50)}$ understrekes imidlertid.

Tabell 17 Anslag av enaksiell trykkfasthet fra punktlaststyrken.

| | σ_c [MPa] | | | |
|------------|------------------|------|------------|------|
| | ⊥ | | // | |
| | Vannmettet | Tørr | Vannmettet | Tørr |
| An1 | 126 | - | 67 | - |
| An2 | 71 | 94 | 23 | 37 |
| Ga1 | 20 | 33 | 7 | 15 |

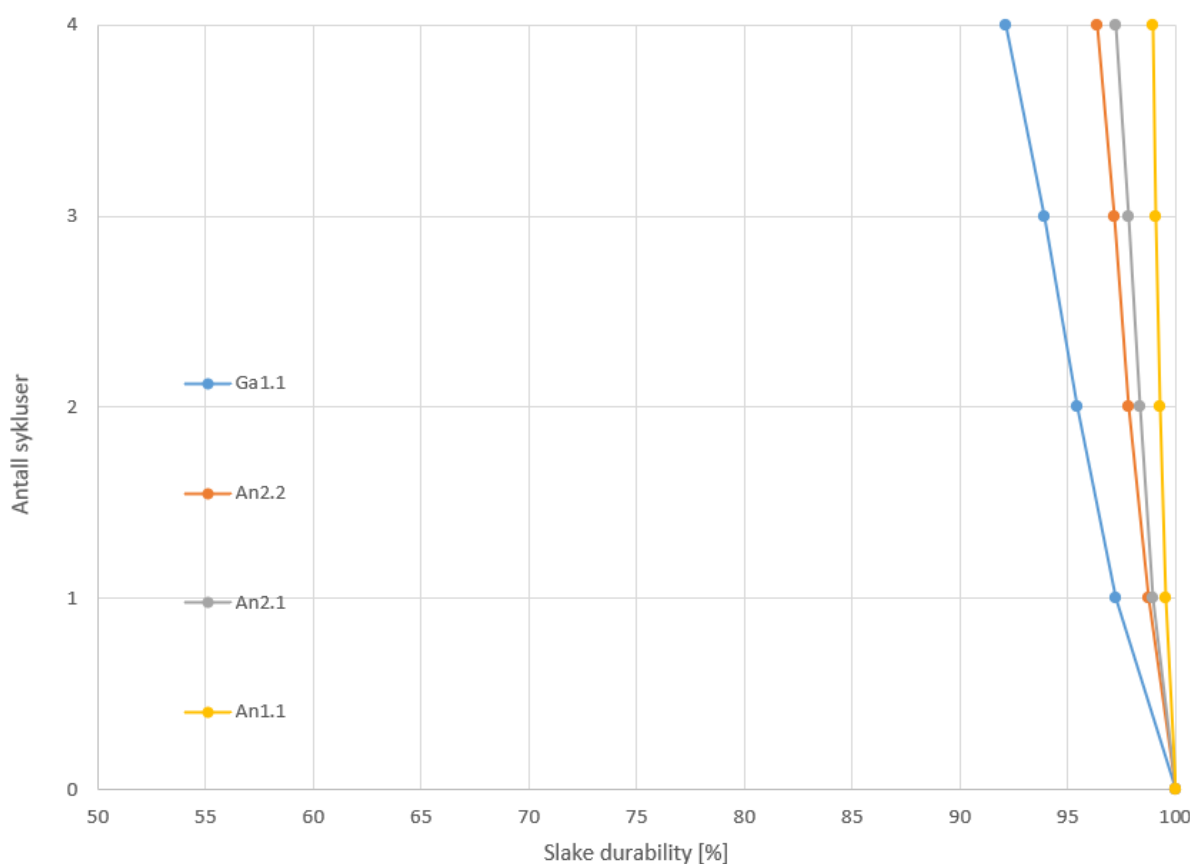
**Figur 48** Eksempelfoto før og etter godkjent punktlasttest parallelt med foliasjonsretningen. Prøven (An2-6) var anriket på mørke mineraler, og viste svært lav styrke ($I_{s(50)} = 0,75$ MPa).

6.2 Slake Durability Test

Før Slake Durability Test ble utført ble prøvestykker i riktig størrelse (40-60 g) preparert. Fire prøver ble laget til på forhånd; en fra bergartsenheten An1, to fra bergartsenheten An2 og en fra bergartsenheten Ga1. Grunnen til at to tester ble utført på An2 er at denne bergarten anses som spesielt sentral for stabiliteten i bergrommet, fordi den representerer bergstabben mellom N2 og koplingsstunnelen0. Resultatet etter fire sykluser med Slake Durability Test er gitt i tabell 18 og figur 49. Mer detaljert beskrivelse av forsøksresultatet finnes i vedlegg H. Klassifisering for holdbarhet mot slaking finnes i vedlegg F.

Tabell 18 Resultater fra Slake Durability Test.

| | SDI ₁ [%] | SDI ₂ [%] | SDI ₃ [%] | SDI ₄ [%] | Klassifisering |
|-------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------|
| An1.1 | 99,6 | 99,3 | 99,1 | 98,9 | Svært høy |
| An2.1 | 99,0 | 98,4 | 97,8 | 97,3 | Svært høy |
| An2.2 | 98,8 | 97,9 | 97,2 | 96,4 | Høy |
| Ga1.1 | 97,3 | 95,4 | 93,4 | 92,2 | Høy |



Figur 49 Prosentvis andel masse beholdt etter testsyklus plottet mot antall testsykluser med slake durability test.

Både An2.2 og Ga1.1 klassifiseres med høy holdbarhet mot slaking. Det er likevel verdt å merke seg at An2.2 ligger svært nær å bli klassifisert som svært høy holdbarhet mot slaking, mens Ga1.1 er nær å bli klassifisert med middels høy holdbarhet mot slaking. I figur 50 og 51 vises materialet i slake-trommelen før og etter fire sykluser med Slake Durability Test for An2.2 og Ga1.1.



Figur 50 Fotografi av prøvestykkene An.2.2 fra Slake Durability Test før (t.v.) og etter (t.h.) fire sykluser.



Figur 51 Fotografi av prøvestykkene Ga1.1 fra Slake Durability Test før (t.v.) og etter (t.h.) fire sykluser.

7 Analytiske beregningsverktøy

I dette kapitlet presenteres resultatene fra de analytiske beregningene utført i analysen. I kapittel 7.1 presenteres antagelser og resultater fra skattepliktig arealmetode, mens beregning av bøyemoment på en bue presenteres i kapittel 7.2.

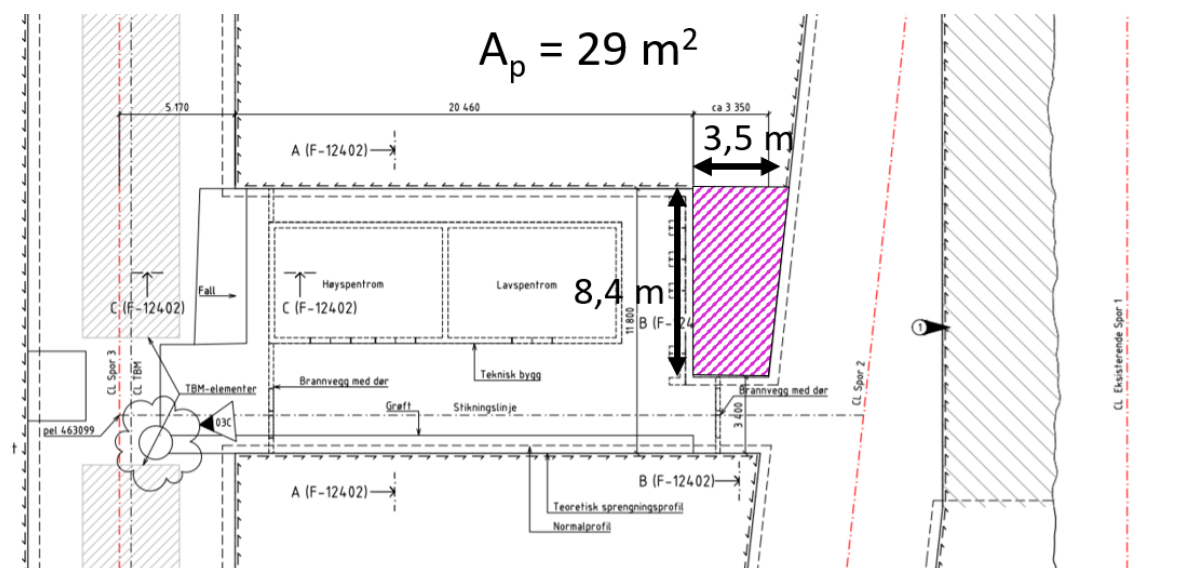
7.1 Skattepliktig arealmetode

En skattepliktig arealberegning har blitt utført. Teori og metode for beregningen er beskrevet i kapittel 2.8 og 4.3.1. I analysen er pilaren eller stabben mellom det tekniske rommet N2 og kopleingssporet betraktet, fordi denne vil påføres en større spenning når utdriving av berget mellom kopleingssporet og gammelt tunneløp tas ut. Skattepliktig arealmetode har gitt et anslag av hvor store pilarspenninger som eksisterer før og etter berguttaket, og hvilken sikkerhetsfaktor mot pilarbrudd vi har.

7.1.1 Vurdering av input-parametere

For beregning av sikkerhetsfaktoren mot brudd til bergstabben mellom teknisk rom N2 og kopleingssporet i Ulriken jernbanetunnel må parameterne A_p , A_t , W , H , σ_v , σ_c , GSI , m_i og D bestemmes (ref. kapittel 4.3.1, 2.8 og 2.3.2).

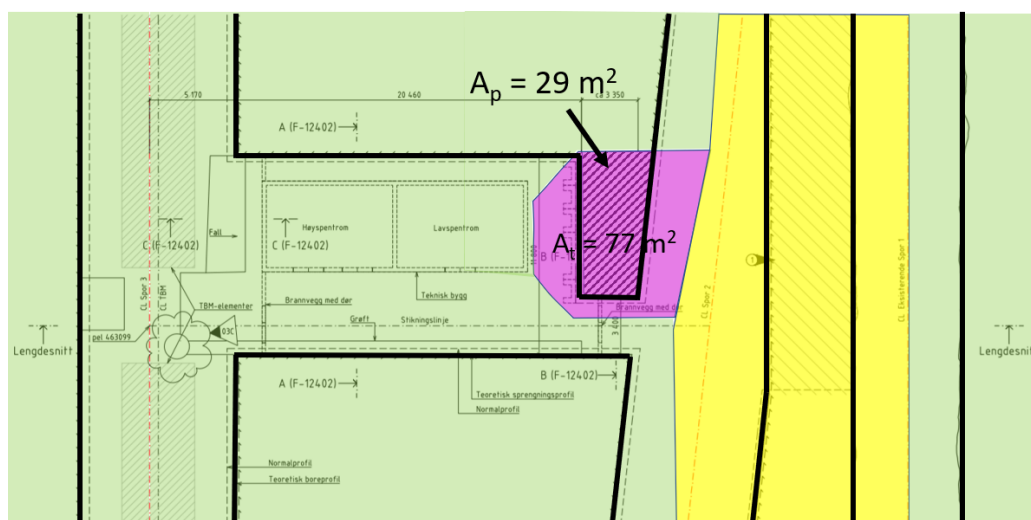
Målene brukt for bestemmelse av arealene A_p og A_t er utført med begrenset grad av nøyaktighet, og størrelsen av A_t er valgt ved bruk av skjønn. Pilarens tverrsnittareal er illustrert i figur 52, hvor A_p er skravert. A_p er anslått å være 29 m^2 . Bredden og lengden til pilaren er antatt å være $W = 3,5 \text{ m}$ og $L = 8,4 \text{ m}$. Bergstabbens høyde er antatt å være $H = 7,6 \text{ m}$ (fra figur 24).



Figur 52 Plantegning av området ved kopleingssporet mellom gammel og ny Ulriken jernbanetunnel. Bergstabben mellom kopleingssporet og teknisk rom N2 er skravert.

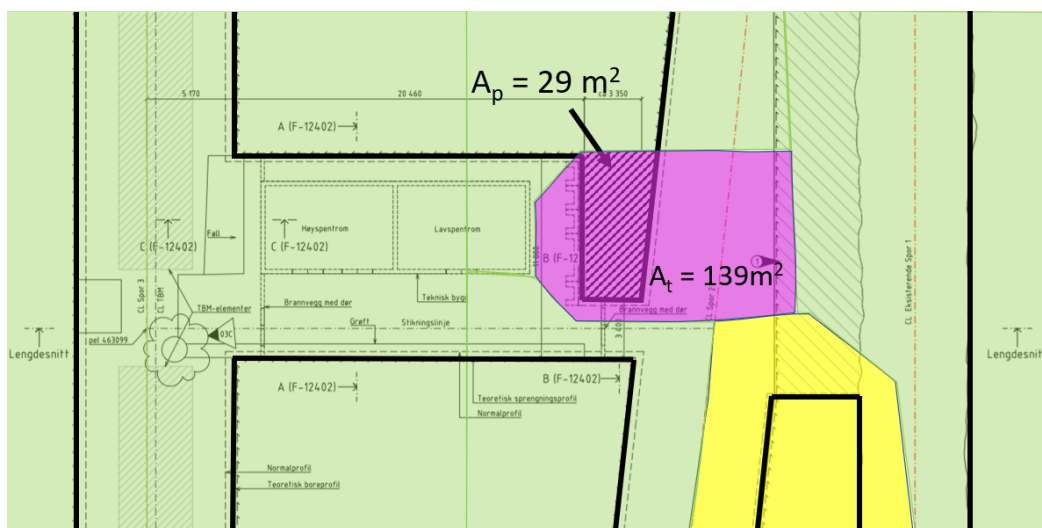
Før berguttaket opptar berget mellom kopleingssporet og gammelt tunneløp mye av vertikalspenningene, som anvist med gult på figur 53. Tverrsnittarealet, A_t , av kolonnen som belaster bergstabben er farget med fiolett på figuren. Før uttaket er dette arealet, A_t , anslått å

være 77 m^2 . Arealet som er fargelagt grønt i figuren belaster hverken bergstabben mellom N2 og koplingssporet eller berget mellom koplingssporet og gammelt tunnellop som skal sprenges ut.



Figur 53 Oversikt over areal av pilar ($A_p = 29 \text{ m}^2$) og overliggende bergkolonne ($A_t = 77 \text{ m}^2$) før planlagt uttak av gjenstående berg mellom koplingssporet og gammelt tunnellop.

Etter berguttaket øker tverrsnittarealet av den overliggende bergkolonnen som belaster bergstabben. Det er vurdert at det nye tverrsnittarealet A_t er 139 m^2 (se figur 54).



Figur 54 Oversikt over areal av pilar ($A_p = 29 \text{ m}^2$) og overliggende bergkolonne ($A_t = 139 \text{ m}^2$) før planlagt uttak av gjenstående berg mellom koplingssporet og gammelt tunnellop.

Terrengoverflaten over bergstabben ligger på 135 moh., og øvre del av pilaren ligger på omtrent 23 moh. Overdekningen ble derfor antatt å være 112 m. Enhetsvekt $\gamma = 0,027 \text{ MN/m}^3$ er antatt og vertikalspenningen ble $\sigma_v = \gamma h = 3,02 \text{ MPa}$ (formel 2-20).

Observasjoner i felt og laboratorieundersøkelser beskrev at bergartens styrke i stor grad varierer med korte avstander. Punktlasttesting av bergartsenhetene An2 og Ga1 viste at det svakeste berget i området rundt bergstabben ble klassifisert med lav eller svært lav styrke. Foliajonen i bergstabben faller steilt, og det var derfor nødvendig å benytte styrken parallelt på foliasjonsretningen. De avledede verdiene for enaksial trykkfasthet fra vannmettet punktlasttesting parallelt med foliasjonen viste $\sigma_{ci} = 23 \text{ MPa}$ for An2 og $\sigma_{ci} = 7 \text{ MPa}$ for Ga1

(tabell 17). En del av berget i bergstabben har trolig høyere styrke, mer lik resultatet for An1 som viste $\sigma_c = 67$ MPa beregnet fra punktlasttest på vannmettede prøver parallelt på foliasjonen. Hvilken verdi for σ_c som benyttes i skattepliktig arealmetode for bergstabben vil derfor medføre en del usikkerhet. En verdi for σ_{ci} som representerer hele bergstabben ligger trolig et sted mellom 25 MPa og 50 MPa. I beregningene ble det tatt utgangspunkt i et konservativt estimat for enaksial trykkfasthet for intakt berg på $\sigma_{ci} = 25$ MPa, men en sensitivitetsanalyse hvor FS plottes mot σ_{ci} har også blitt utført.

I svakhetssonen varierer også oppsprekningen i stor grad. I det sterkest oppsprukne området er GSI vurdert til å være et sted mellom 32-37, men i andre deler av pilaren vil GSI-verdien være høyere. En foreslått GSI-verdi som representerer hele bergstabben ble satt til 40.

Hoek-Brown-konstanten m_i ble valgt fra tabell 31 i vedlegg A. Bergstabben kan hverken fullt ut beskrives som en massiv anortositt, men heller ikke som en skiferbergart. For å representere svakhetssonen ble $m_i = 18$ valgt, da dette ligger mellom bergarter som ligner massiv anortositt ($m_i = 20$ til 30) og skifrige bergarter ($m_i = 2$ til 9).

I vedlegg B vises forslag for verdier for forstyringsfaktoren D. I tilfellet som undersøkes i denne analysen ble $D=0$ antatt, fordi det er mulig å anta at påvirkningen på bergmassen fra sprengningsrystelser er minimal. I tabell 19 følger input-parameterne som er valgt for den skattepliktige arealmetoden.

Tabell 19 Input-parametere for skattepliktig arealmetode for bergstabben mellom teknisk rom N2 og koplingsporet i Ulriken jernbanetunnel.

| | | |
|------------------------------|--------------------|--|
| A_p | 29 m ² | |
| $A_{t, \text{ før uttak}}$ | 77 m ² | |
| $A_{t, \text{ etter uttak}}$ | 139 m ² | |
| H | 7,6 m | |
| σ_v | 3,02 MPa | |
| σ_{ci} | 25 MPa | Analysen inkluderer en sensitivitetsanalyse for σ_c |
| GSI | 40 | |
| m_i | 18 | |
| D | 0 | |

7.1.2 Resultater fra skattepliktig arealmetode

Ved berguttaket økte uttaksforholdet (gitt ved formel 2-25) i området fra

$$R_{\text{før uttak}} = \frac{77 \text{ m}^2 - 29 \text{ m}^2}{77 \text{ m}^2} = 0,62$$

til

$$R_{\text{etter uttak}} = \frac{139 \text{ m}^2 - 29 \text{ m}^2}{139 \text{ m}^2} = 0,79$$

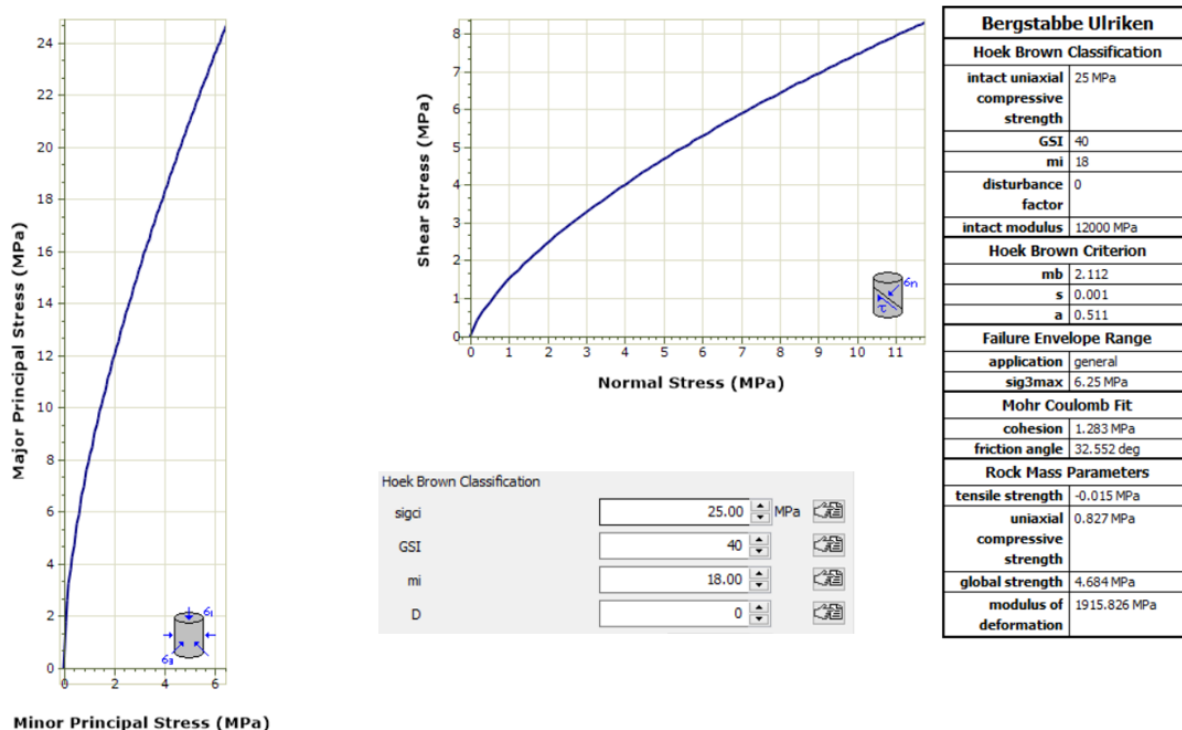
Pilarspenningen, som ble beregnet fra formel 4-8, ble med de valgte input-parameterne før og etter berguttaket henholdsvis;

$$\sigma_{p, \text{ før uttak}} = \frac{77 \text{ m}^2}{29 \text{ m}^2} \times 3,02 \text{ MPa} = 8,0 \text{ MPa}$$

og

$$\sigma_{p,etter\ uttak} = \frac{139\ m^2}{29\ m^2} \times 3,02\ MPa = 14,5\ MPa$$

For å finne pilarstyrken ble først den globale styrken funnet, som ble benyttet som bergmassens enaksielle styrke, S_0 . Denne styrken kan finnes fra formel 2-26 eller ved bruk av programvaren RocData. Med de valgte input-dataene ble $\sigma_{cm} = S_0 = 4,684\ MPa$. I figur 55 vises en fremstilling av bergstyrken fra RocData.



Figur 55 Fremstilling av bergmassens styrke fra programvaren RocData. Input i programmet er $\sigma_{ci} = 25\ MPa$, $GSI = 40$ og $D = 0$.

Med bredde og høyde av pilaren lik henholdsvis 3,5 meter og 7,6 meter ble pilarstyrken beregnet fra formel 4-9 lik:

$$S_p = 4,684\ MPa \left(0,778 + 0,222 \frac{3,5\ m}{7,6\ m} \right) = 4,1\ MPa$$

Sikkerhetsfaktoren før og etter berguttaket beregnet ved skattepliktig arealmetode ble dermed:

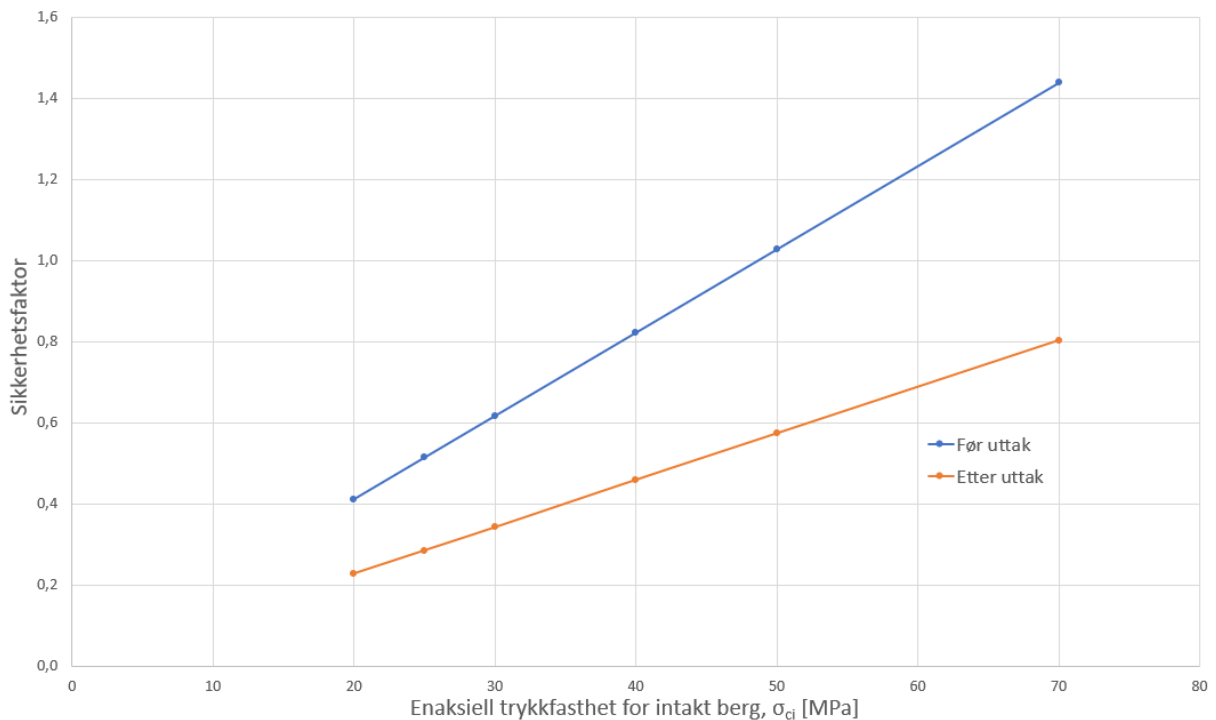
$$SF_{før\ uttak} = \frac{4,1\ MPa}{8,0\ MPa} = 0,51$$

og

$$SF_{etter\ uttak} = \frac{4,1\ MPa}{14,5\ MPa} = 0,28$$

I figur 56 vises sikkerhetsfaktoren i skattepliktig arealmetode plottet mot enaksial trykkfasthet for intakt berg mellom 20 MPa og 70 MPa. Andre input-parametere ble holdt uendret. For å få sikkerhetsfaktor større enn 1 etter uttak, må bergmassens styrke forbedres betraktelig. Ved σ_{ci}

= 70, GSI = 50, $m_i = 18$ og $D = 0$, var fortsatt sikkerhetsfaktoren etter uttak 0,99. Før uttak var sikkerhetsfaktoren med disse input-parameterne 1,78.



Figur 56 Sikkerhetsfaktor for bergstabben ved teknisk rom N2 beregnet ved skattepliktig arealmetode med GSI = 40, $m_i = 18$ og varierende σ_{ci} .

7.2 Beregning av bøyemoment på bue

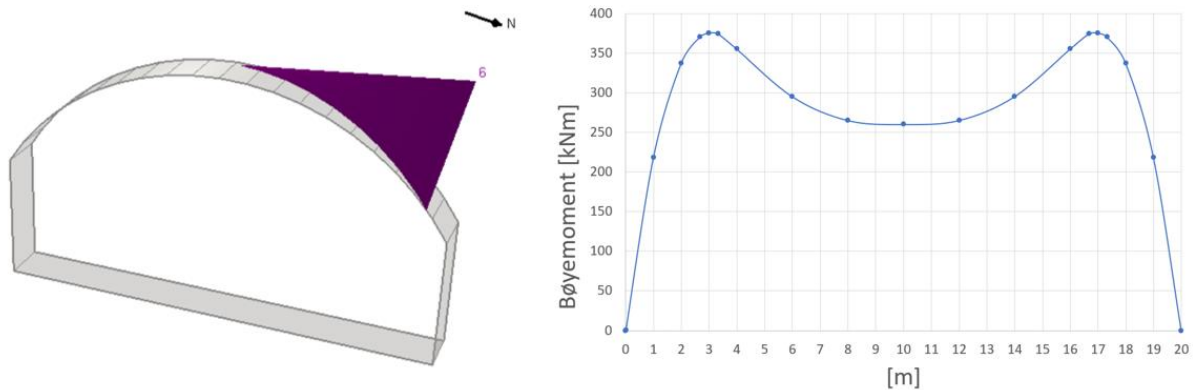
Buen som bøyemomentet ble beregnet på er en del av en sirkelbue med radius 14,3 m og sentrum i (10, -6.56). Buen starter i (0,0) og dekker et spenn på 20 m ($L = 20$ m). Buens høyde ($f = 5,4$ m) tilsvarende geometrien fra den numeriske RS2-modellen (ref. kapittel 8.2). Bøyemomentet ble derfor kun beregnet i hengen, med antagelse om fast innspenning i vederlagene. Detaljer fra beregningene er inkludert i vedlegg I.

Ved bueavstand 2 meter er den største kilen som kan dannes fra sprekkesettene som er kartlagt i Ulriken 277 kN (fra UnWedge). Kilen dannes av sprekkesettene 1, 2a og 3 og vises i figur 57. Bøyemomentet til en punktlast på 277 kN er beregnet med varierende angrepspunkt, x , fra formlene 4-12 til 4-18. I figur 57 er det største bøyemomentet ved ulike plasseringer av punktlasten visualisert. Bøyemomentet er størst når punktlasten virker omtrent 3 meter ut fra vederlaget (buens ende). Den største kilen dannes i den nordlige delen av dobbeltsporet, og beregning med $x = 3$ meter samsvarer derfor med mulig kiledannelse. Det maksimale bøyemomentet ved punktlast i $x = 3$ m (eller $x = 17$ m) er 375 kNm. Det største bøyemomentet i dette tilfellet var i innspenningen i punktet A (eller C dersom $x = 17$ m). (se figur 89 i vedlegg I).

Stålet i buene som vurderes benyttet i Ulriken jernbanetunnel har flytespenning $\sigma = 520$ N/mm² (HWE, 2021). Motstandsmomentet til buen beregnes videre fra formel 4-11.

$$W = \frac{M}{\sigma} = \frac{375 \text{ kNm}}{520 \text{ N/mm}^2} = 721 \text{ cm}^3$$

PANTEX leverer ingen gitterbuer med så stort motstandsmoment. Den sterkeste buen som leveres yter et motstandsmoment på $W = 317 \text{ cm}^3$ (HWE, 2021).



Figur 57 T.v. Den største kilen (277 kN) som kan belaste en bue dersom bueavstanden er 2 meter. T.h. Maksimalt bøyemoment ved punktlast i x.

Dersom lasten (277 kN) påføres midt på buen blir det største bøyemomentet på buen lik 260 kNm, og motstandsmomentet blir 500 cm^3 . Med den benyttede beregningsmetodikken vil den sterkeste kvadratiske gitterbuen fra PANTEX (#220, 30) kunne tåle et bøyemoment på $317 \text{ cm}^2 \times 520 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 164 \text{ kNm}$. Dersom lasten plasseres midt på buen ($x = 10 \text{ m}$) vil den største lasten buen tåler være 174 kN. Dersom lasten plasseres i $x = 3 \text{ m}$ vil den største punktlasten buen tåler være 121 kN.

8 Numerisk modellering

Numerisk modellering har vært en sentral del av analysen som beskrev bergspenninger og deformasjoner ved utsprengning av det gjenstående berget mellom koplingsporet og det gamle tunnellopet. Som nevnt i kapittel 4.4 medfører numerisk modellering av et geologisk problem enkelte feilkilder. For å imøtekomme noen av disse utfordringene har numerisk modellering blitt utført både i 3D og 2D, henholdsvis i programmene EX3 og RS2.

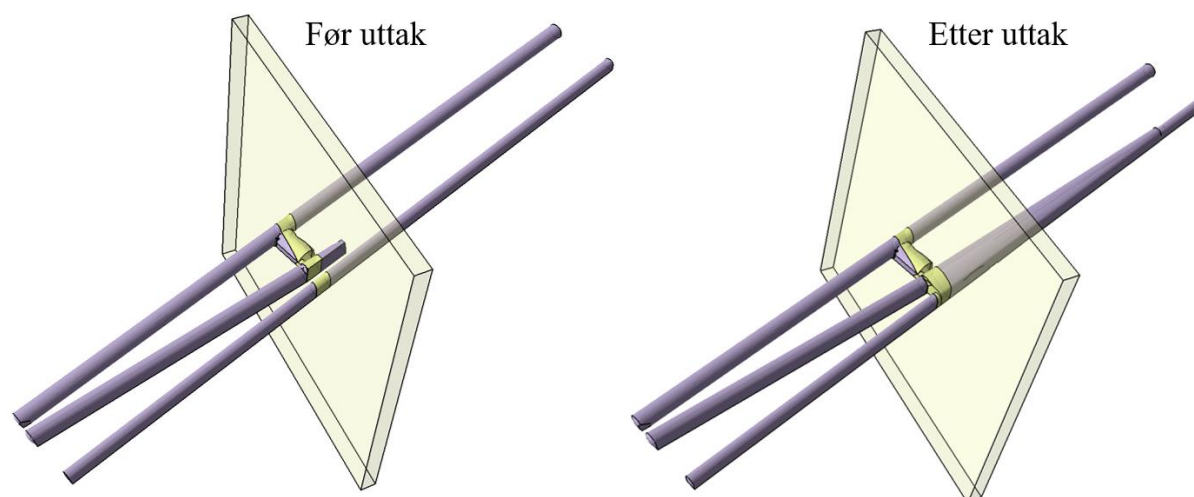
8.1 EX3-modell

I delkapitlene 8.1.1 – 8.1.3 presenteres oppbygning av EX3-modellen og resultatene fra modelleringen.

8.1.1 Oppbygning av EX3-modell

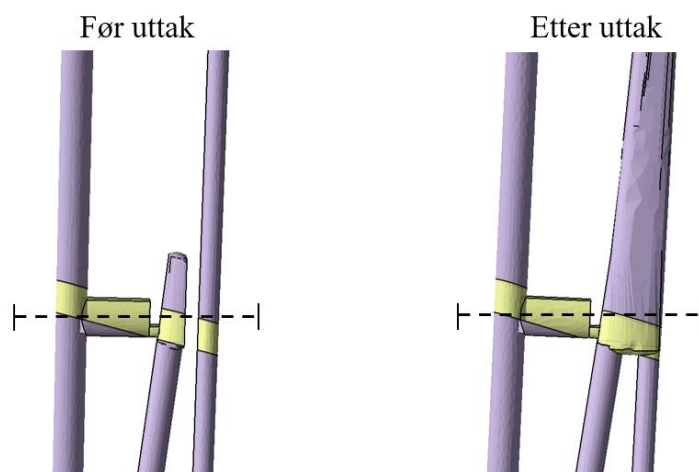
Modellen i EX3 ble bygd opp av geometri fra eksisterende CAD-filer skaffet til veie av BaneNOR og deres konsulenter i Norconsult AS. De geologiske input-dataene er basert på ingeniørgeologisk kartlegging og laboratorietesting.

Geometrien ble noe forenklet fra CAD-filen over tunnelen for at EX3 skulle kunne beregne resultater. I figur 58 og 59 vises geometrien som ble benyttet i EX3 før og etter det planlagte berguttaket sommeren 2021. Modellen ble konstruert i to separate filer for å representere situasjonen før og etter berguttak. Den romlige avgrensningen i modellen er ulik den virkelige situasjonen. Det er imidlertid antatt at delene av tunnelanlegget som ikke er inkludert i modellen ikke påvirker bergspenningene i området rundt N2.



Figur 58 Bergromsgeometri og svakhetszone i EX3-modell før og etter berguttak.

Input-dataene for in-situ bergspenninger og materialeegenskaper for bergmassen er like for de to modellene. Noen forenklinger av den svært varierende bergmassen har blitt utført. To materialer ble benyttet i modellen, hvor det ene materialet representerer svakhetssonen (gul farge i figur 58 og 59) og det andre materialet representerer bergmassen utenfor svakhetssonen (fiolett farge). Volumet med nedsatt styrke som representerer svakhetssonen i modellen er en boks med utstrekning 250 m x 250 m, med en mektighet på 10 m. Sonen ble gitt fall/fallretning 80°/65° for å samsvare best mulig med sonens kartlagte utstrekning.



Figur 59 Forskjell på geometri i EX3-modellen nær teknisk rom N2 sett ovenfra før og etter uttak. Snitt modellert i RS2 er vist i figuren.

8.1.2 Valg av input-parametere

Valg av input-parametere for materialegenskaper og bergspenninger ble utført ved oppbygning av modellen. I dette delkapittelet presenteres valgene som har blitt gjort ved bestemmelse av input-parametere som er benyttet i EX3-modellen. En oppsummering av de input-parametere som ble benyttet presenteres i tabell 20.

Den enaksiale styrken til materialene i modellen har blitt basert på resultatene fra laboratorieundersøkelser (ref. kapittel 3.3.2 og kapittel 6.1). Styrken til materialet utenfor svakhetssonen er antatt å ha lignende egenskaper som bergartsenheten An1. Fra punktlasttesten anslås vannmettet enaksial trykkfasthet på 67 MPa parallelt med foliasjonsretningen, og 126 MPa normalt på foliasjonsretningen for An1. Det foreligger tre tester av enaksial trykkfasthet av anortositten fra driving av TBM-løpet. Testene viste σ_c lik 18,9 MPa, 57,5 MPa og 111,1 MPa (ref. kapittel 3.3.2) Anortositten utenfor svakhetssonen viste altså nokså varierende styrke. Basert på dataene nevnt over ble enaksial trykkfasthet, σ_{ci} vurdert å være 70 MPa i modellen. Denne verdien antas å være noe konservativ, men samtidig gjenspeile et gjennomsnitt av bergartsstyrken på en god måte.

Det intakte materialet i svakhetssonen er antatt å være svakere sammenlignet med materialet utenfor sonen. I felt ble det observert at bergets egenskaper i sonen i betydelig grad varierte. Når de to leirsleppene i sonen ligner bergets egenskaper på An2 og Ga1. Den vannmettede styrken parallelt på foliasjonsretningen for An2 ble anslått til 23 MPa fra punktlasttesten. Ga1 viste så lav styrke som 7 MPa vannmettet og parallelt med foliasjonen. Utenfor sonens sentrale del vil trolig styrken til berget gradvis nærme seg styrken til An1 (se avsnittet over). For materialet som representerer svakhetssonen i modellen ble den enaksiale styrken derfor valgt å være $\sigma_{ci} = 25$ MPa.

GSI inngår i beregning av $\sigma_{c,rm}$ og E_{rm} , og har derfor vært en viktig parameter i EX3-modellen. For bergmassen utenfor svakhetssonen anslås GSI til å være 75 basert på feltkartlegging (ref. kapittel 5.2). Området kartlagt under driving med $Q = 5,5$ gir grunnlag for at GSI utenfor svakhetssonen kan gå helt ned mot rundt 49. I modellen vil imidlertid dette området dekkes av svakhetssonens geometri. I svakhetssonen ble GSI kartlagt til 32-37. Dette gjaldt imidlertid den mest oppsprukne delen av svakhetssonen. Sonens oppsprekking varierer en del, og å sette GSI

= 35 for hele sonens mektighet vil trolig undervurdere styrken i sonen. GSI for svakhetssonen ble derfor satt til 40 i modellen.

Hoek-Brown-konstanten m_i har blitt valgt fra tabell 31 i vedlegg A. Gabbro gis verdien $m_i = 27 \pm 3$, mens dioritt gis $m_i = 25 \pm 5$. Disse bergartene har lignende mineralsammensetning som anortositt. Bergmassen utenfor svakhetssonen gis derfor verdien $m_i = 26$. I svakhetssonen er bergmassen mer leirholdig, og har egenskaper som er mer lignende skiferbergarter. Skifer har Hoek-Brown-konstant $m_i = 6 \pm 2$. For å representere svakhetssonen som har materiale som varierer mellom disse ytterpunktene, velges $m_i = 18$.

Forstyringsfaktoren D ble satt til 0 i modellen, da det antas at sprengningsrystelsene forstyrrer bergmassen omkring tunnelen minimalt (se vedlegg B).

For Poissons forholdstall, ν , ble verdien målt ved enaksiell testing ved pelnummer 463 009 valgt. Parameteren ble derfor valgt å være 0,24 i og utenfor sonen.

For Youngs modultall for intakt berg, E_i , ble input i modellen også basert på tidligere bergmekanisk testing. For berget utenfor svakhetssonen ble $E_i = 55$ GPa antatt. For materialet i svakhetssonen kan ikke den samme elastisitetsmodulen benyttes. Det er antatt en faktor MR mellom E_i og den enaksielle styrken til det intakte berget σ_{ci} . I GSI-kalkulatoren i EX3 foreslås en MR på 425 for anortositt. I svakhetssonen har berget egenskaper som ligner mer skifrige bergarter, og MR -verdien i svakhetssonen ble derfor anslått å være 300. Youngs modultall for intakt berg ble dermed $E_i = 7500$ MPa i svakhetssonen (beregnet fra formel 2-16).

Ved bruk av generalisert Hoek Diederichs formel (formel 2-17) med de gitte E_i og GSI blir Youngs modultall for bergmassen $E_{rm} = 44\,899,3$ MPa utenfor svakhetssonen og $E_{rm} = 1\,197,4$ MPa i svakhetssonen. Konstantene m_b , s og a beregnes henholdsvis fra formlene 2-13, 2-14 og 2-15.

Tabell 20 Oppsummering av materialegenskaper benyttet i EX3-modellen.

| Materialparameter | Utenfor svakhetssonen | I svakhetssonen |
|-------------------|-----------------------|-----------------|
| σ_{ci} | 70 MPa | 25 MPa |
| GSI | 75 | 40 |
| D | 0 | 0 |
| m_i | 26 | 18 |
| MR | - | 300 |
| ν | 0,24 | 0,24 |
| E_i | 55 000 MPa | 7 500 MPa |
| E_{rm} | 44 899,3 MPa | 1 197,4 MPa |
| m_b | 10,65 | 2,112 |
| s | 0,006218 | 0,001273 |
| a | 0,5011 | 0,5116 |

In-situ bergspenninger er trolig den parameteren som medfører den største usikkerheten i analysen. Vertikalspenningen σ_v har blitt bestemt av vekten av overliggende masser gjennom formel 2-20, gjennom et gravitativt spenningsfelt i EX3. Over teknisk rom N2 er overflaten 135 moh., og dette benyttes i modellen. Bergets tetthet representeres i modellen med enhetsvekten $0,027$ MN/m³. Når tunnelsålen ligger på ca. 15 moh. og hengen ligger 25 moh. betyr dette at vertikalspenningene ligger mellom 2,97 MPa og 3,24 MPa før berguttaket. Horisontalspenningene σ_H og σ_h beregnes fra vertikalspenningen σ_v gjennom formel 2-21 og 2-22.

I EX3-modellen er det benyttet tre ulike konfigurasjoner for in-situ spenninger for å undersøke hvordan spenningskonfigurasjonen påvirker deformasjoner og stabilitet. Spenningene benyttet i modellen er basert på tolkninger av sammenhengen med nærliggende bergspenningsmålinger. En beskrivelse av disse er gitt i kapittel 3.4. For horisontalspenninger ble det benyttet ulike verdier for omregningsfaktoren mellom vertikal- og horisontale spenninger, K . Verdiene for K som er benyttet i de ulike modellene er gitt i tabell 21 sammen med in-situ spenninger ved N2. Orienteringen på største horisontale spenning er antatt å være 110° . I den videre analysen ble den av de tre spenningskonstellasjonene som gav størst maksimal deformasjon vurdert videre.

Tabell 21 Verdier for in-situ spenninger benyttet i EX3-modellen.

| | σ_v [MPa] | K_1 | σ_H [MPa] | K_2 | σ_h [MPa] |
|----------------------|------------------|-------|------------------|-------|------------------|
| Modell 1 (høy K) | 3.24 | 5 | 16,20 | 3 | 9,72 |
| Modell 2 (middels K) | 3.24 | 3 | 9,72 | 2 | 6,48 |
| Modell 3 (lav K) | 3.24 | 1.5 | 4,86 | 1 | 3,24 |

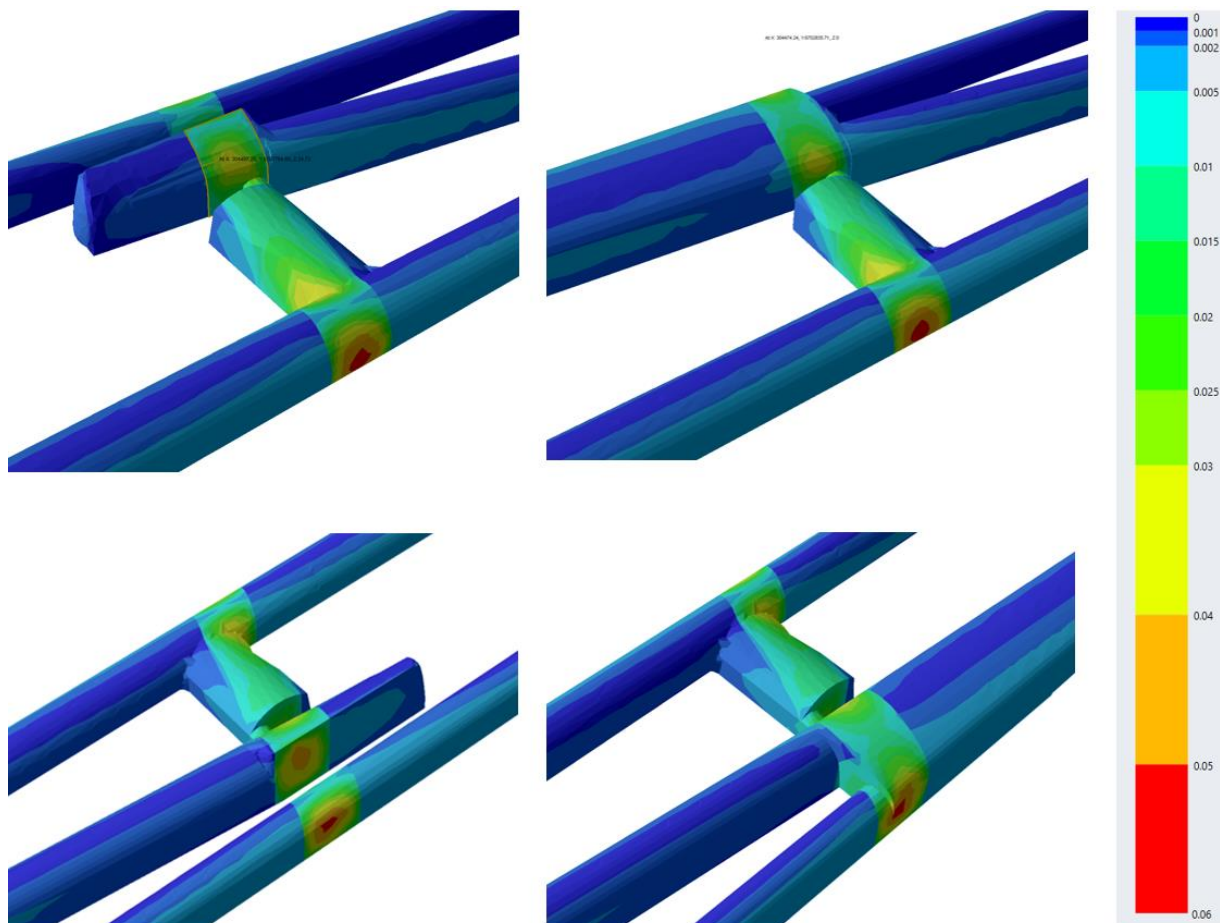
8.1.3 Resultater fra EX3-modell

I tabell 22 vises maksimal deformasjon etter berguttaket i EX3-modellen ved de tre ulike spenningskonfigurasjonene. Verdier for in-situ spenninger i de tre modellene er vist i tabell 21. Resultatene viste størst deformasjoner ved høye horisontalspenninger (Modell 1). Denne spenningskonfigurasjonen anses derfor som mest kritisk, og resultatene fra denne modellen presenteres videre. Høye horisontalspenninger er også antatt å være sannsynlig i området, basert på nærliggende spenningsmålinger (ref. kapittel 3.4). Det understrekes at modellens resultat ved andre in-situ spenninger vil gi andre resultater enn det Modell 1 gir. Retningen på største spenning rundt berguttaket (stress ribbons) er vist i figur 90 i vedlegg J.

Tabell 22 Maksimal deformasjon ved ulike spenningskonfigurasjoner

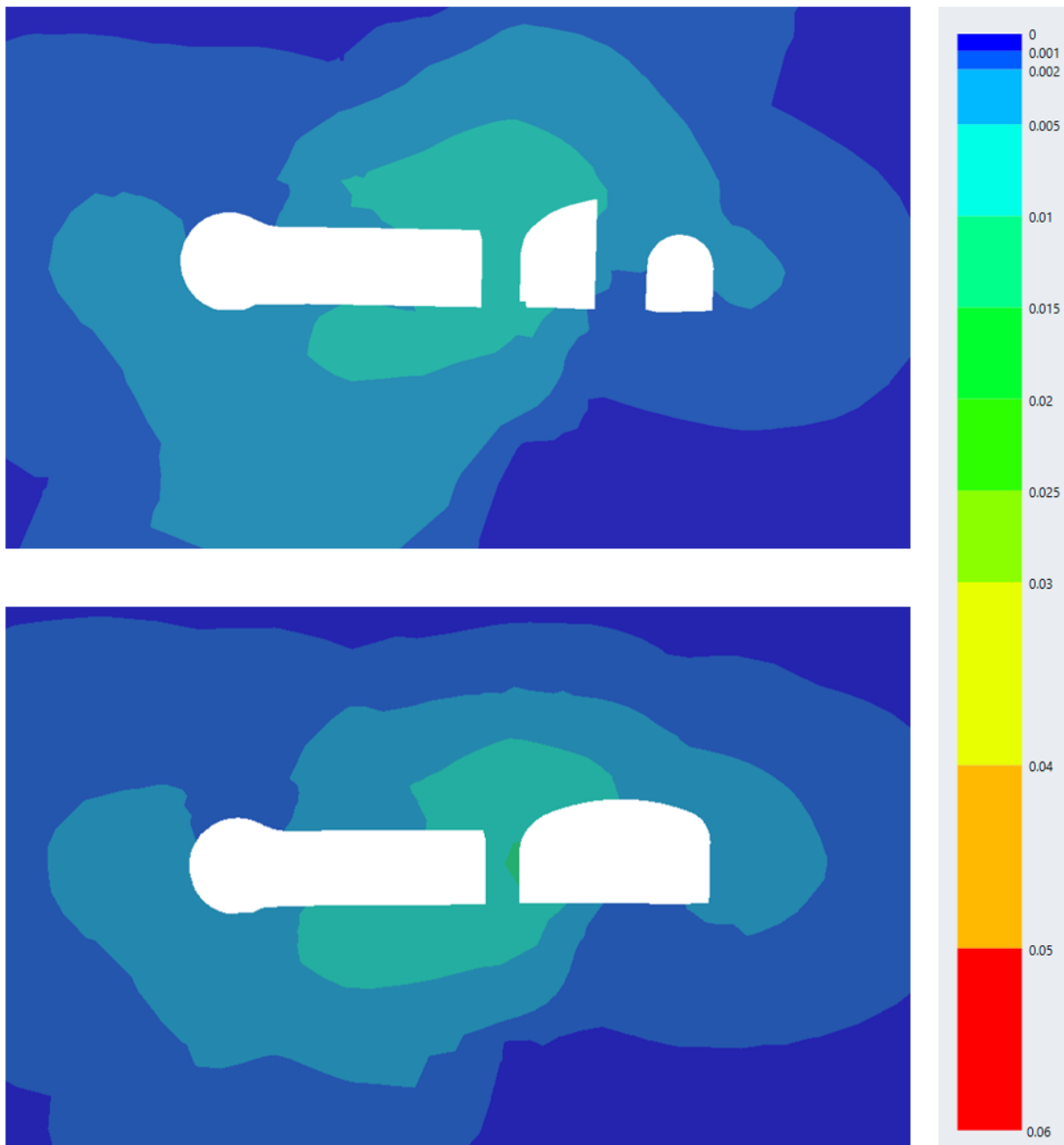
| | Maksimal deformasjon |
|----------------------|----------------------|
| Modell 1 (høy K) | 58 mm |
| Modell 2 (middels K) | 35 mm |
| Modell 3 (lav K) | 17 mm |

I figur 60 vises et oversiktsbilde av totale deformasjoner på tunneloverflaten fra Modell 1, før og etter berguttaket. Resultatet fra modellen viste størst deformasjoner i vegger i svakhetssonen (opp mot 58 mm deformasjon etter uttak). I taket er deformasjonene lavere (11 mm). Økningen i deformasjon er gradvis mot vederlagene. Konvergens mellom sørlig del av heng og såle i tunnelen (A-C) er 46 mm i EX3-modellen (se figur 38). Konvergens mellom vegger i dobbeltsporet (B-F) er 78 mm. Det understrekes at avlesning fra EX3-resultatene fører til usikkerhet i resultatene. Maksimal total deformasjon går fra 55 mm før uttaket til 58 mm etter uttak. I figur 91 i vedlegg J vises retningen på deformasjonene i dobbeltsporet etter berguttak.



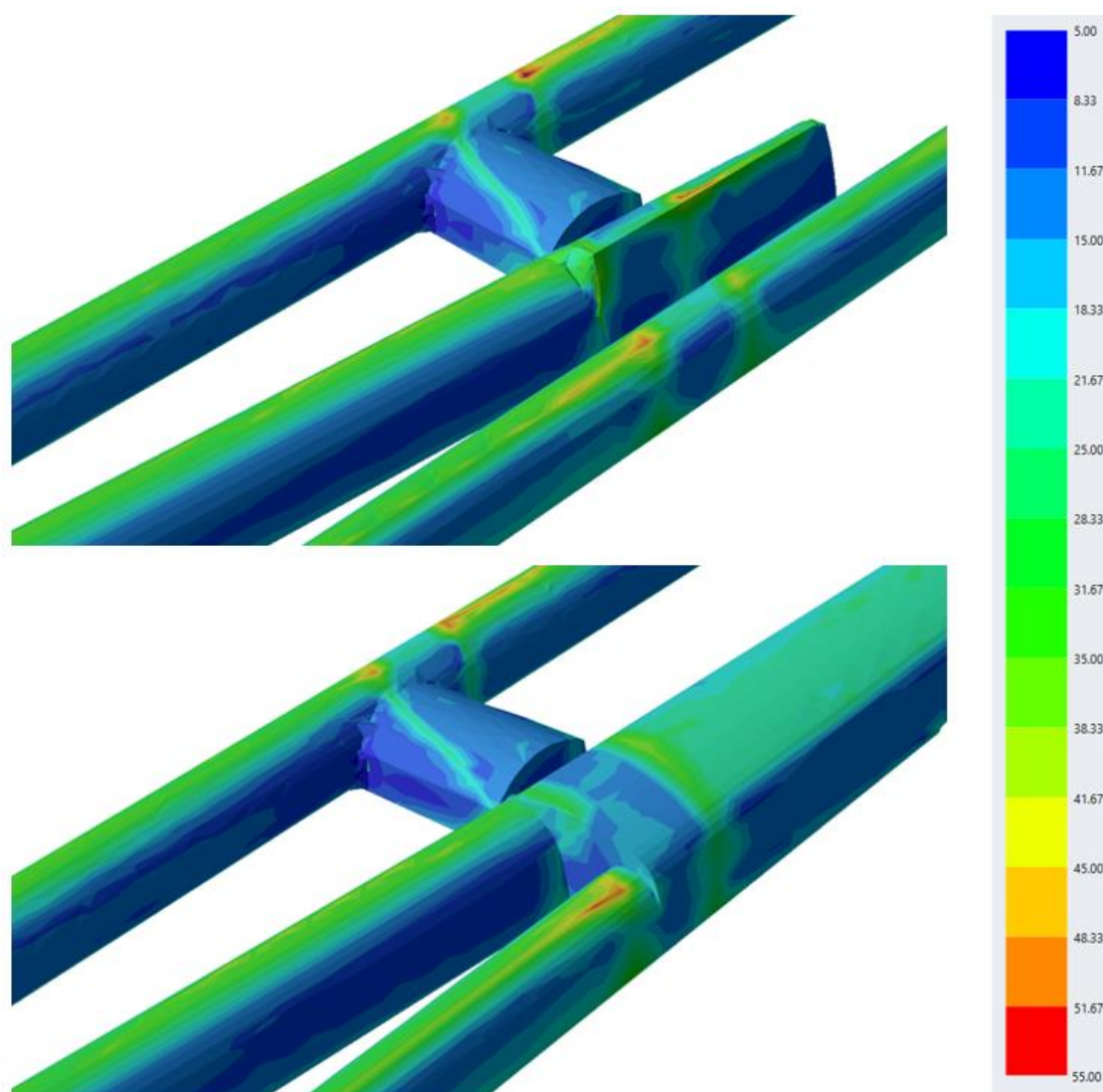
Figur 60 Oversiktsbilde av deformasjoner før (t.v.) og etter (t.h.) berguttak. De øverste bildene er sett fra sør mot nord, mens de nederste bildene er sett fra nord mot sør. Fargeskalaen i figuren går fra 0 til 0,06 m (60 mm).

Totale deformasjoner i et snitt gjennom N2 vises i figur 61. Deformasjonene i bergstaben etter berguttak er modellert til å være mellom 10 mm til 15 mm. Resultatet fra figur 61 ble brukt til sammenligning med modellering i RS2.



Figur 61 Totale deformasjoner i snitt gjennom N2 før og etter uttak. Fargeskalaen i figuren går fra 0 til 0,06 m (60 mm).

I figur 62 vises differensialspenninger (forskjell mellom σ_1 og σ_3) før og etter berguttaket. I hengen ble differensialspenningene modellert i størrelsesordenen 30 - 50 MPa, mens veggene har differensialspenninger på 5 - 10 MPa.



Figur 62 Differensialspenninger ($\sigma_1 - \sigma_3$) før og etter berguttaket. Fargeskalaen i figuren går fra 5 til 55 MPa.

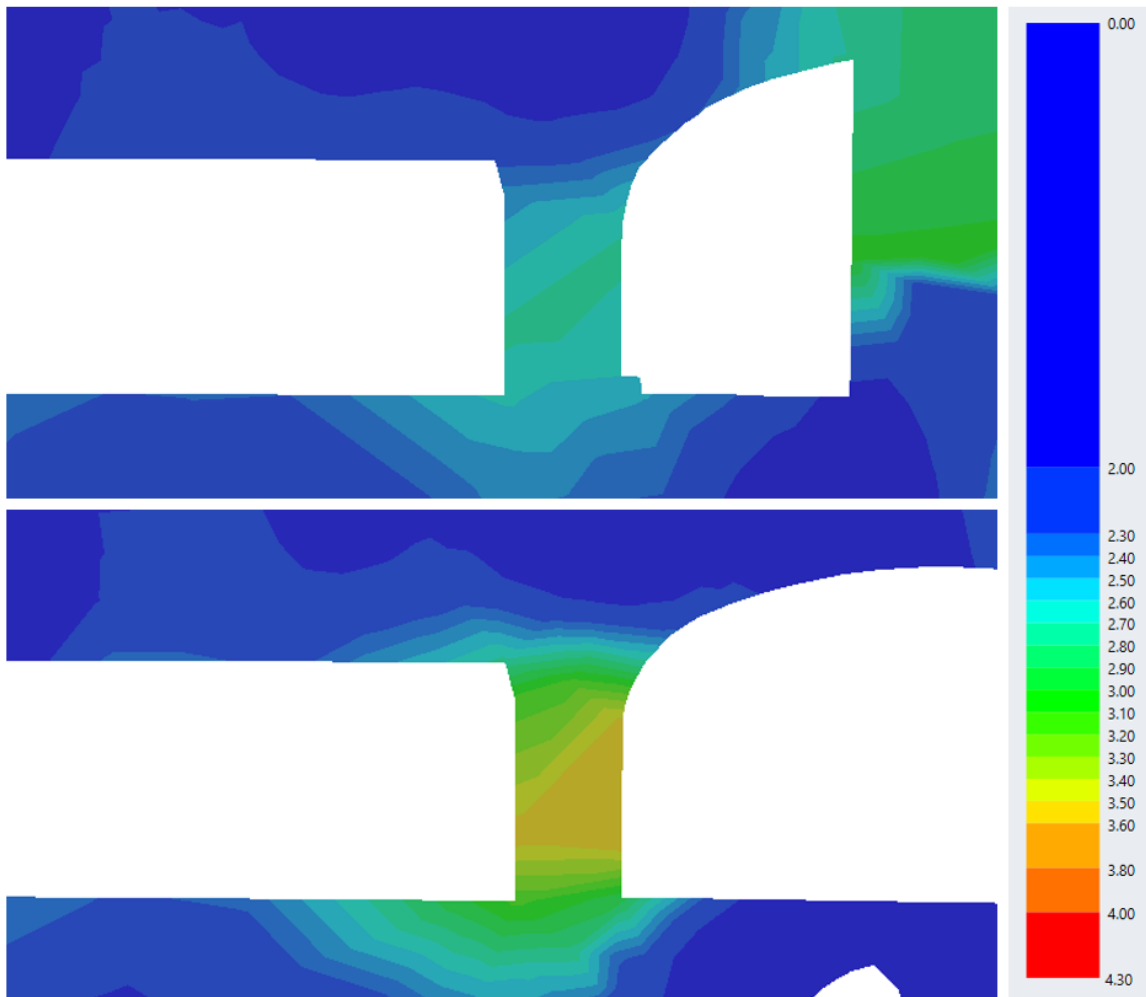
Differensialspenningene som modelleres må imidlertid ikke forveksles med tangentialspenningene som ble beregnet fra formlene 2-23 og 2-24 i kapittel 3.4. Tangentialspenningene kan sammenlignes med modellerte horisontalspenninger i hengen, og vertikalspenninger i vegg. I tabell 23 presenteres tangentialspenninger avlest fra numerisk modellering sammenlignet med beregnede tangentialspenninger fra Kirschs ligninger. Spenningene i EX3-modellen er avlest utenfor svakhetssonen i det nye TBM-tunnelløpet.

Tabell 23 Tangentialspenninger i heng og vegg i EX3-modell sammenlignet med beregnede tangentialspenninger.

| | EX3-modell etter uttak | Kirschs ligninger |
|---------------------------|-------------------------------|--------------------------|
| Tangentialspenning i heng | ~ 40 MPa | 37,9 MPa |
| Tangentialspenning i vegg | ~ 0 MPa | - 4,0 MPa |

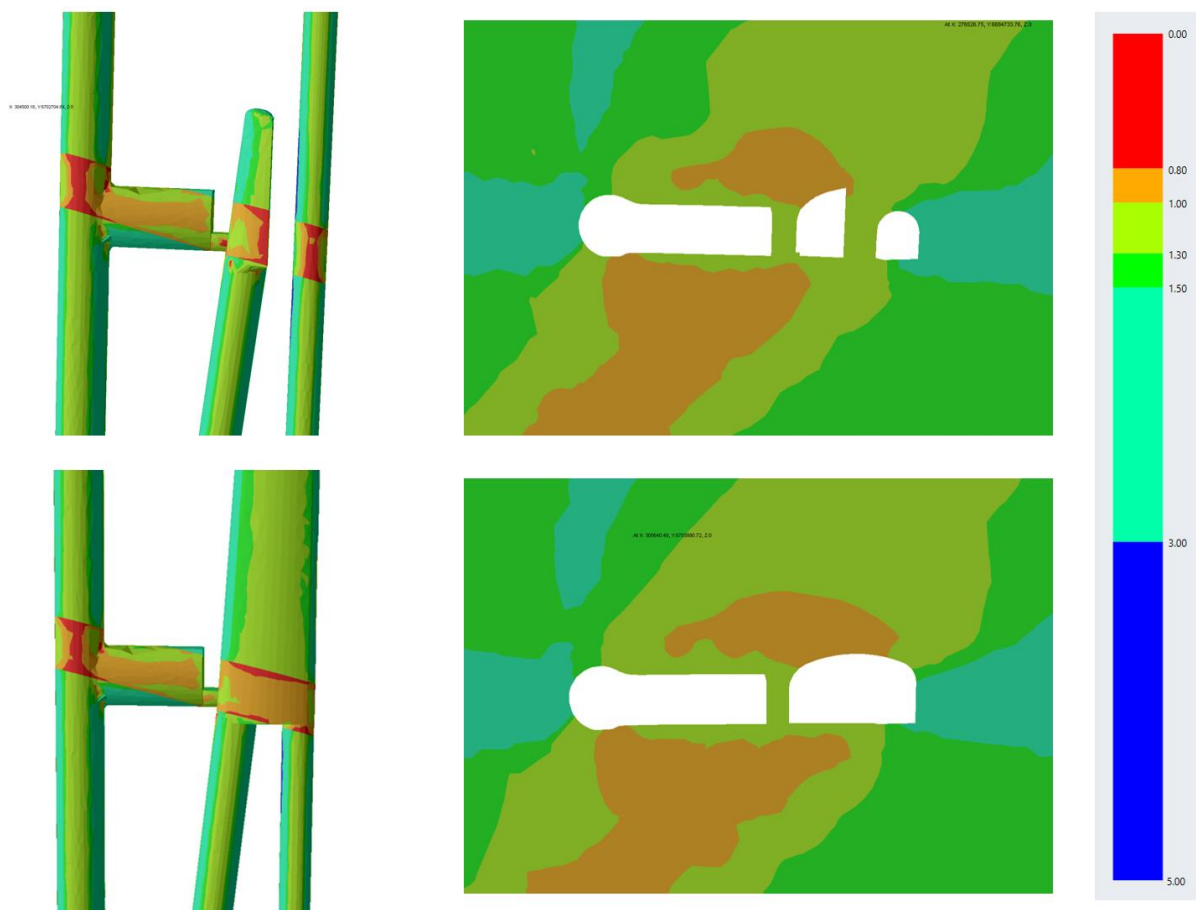
Belastningen av bergstappen mellom koplingsporet og teknisk rom N2 anses som viktig for stabiliteten av bergrommet. I figur 63 vises vertikalspenningen i bergstappen mellom dobbeltsporet og N2. Et oversiktsplott over vertikalspenningene er vist i figur 92 i vedlegg J. Belastningen på pilaren økte fra 2,7 MPa til 3,6 MPa ved berguttaket. I figur 93 i vedlegg J vises vertikalspenningene ved lave horisontalspenninger (modell 3 i tabell 21).

Vertikalspenningene i bergstabben var noe høyere dersom horisontalspenningene er lavere. Likevel tyder resultatene med både høye og lave horisontalspenninger på at mesteparten av vertikalspenningene tas opp andre steder enn i bergstabben.



Figur 63 Vertikalspenninger i bergstabben (pilarspenning) mellom dobbeltsporet og N2 før og etter uttak i EX3. Fargeskalaen går fra 0 til 4,30 MPa.

I figur 64 vises styrkefaktoren (strength factor) for tunnelen. Styrkefaktoren er basert på Hoek-Brown bruddkriterium. I områdene hvor styrkefaktoren er mindre enn én overskrides styrken til berget. I disse områdene vil feilkildene fra deformasjoner i EX3-modellen være større enn i områdene hvor styrkefaktoren over én. Dette er fordi deformasjonsegenskapene her i virkeligheten preges av plastiske deformasjoner (ref. kapittel 2.1). Dette gjelder særlig for materialet i svakhetssonen.



Figur 64 Styrkefaktor basert på Hoek-Brown bruddkriterium.

8.2 RS2-modell

I de kommende delkapitlene presenteres oppbygning av og resultater fra den numeriske analysen i RS2. Modellering med både elastiske og plastiske materialegenskaper har blitt utført. Den elastiske analysen i RS2 er brukt som et mellomsteg mellom elastisk EX3-modell og plastisk RS2-modell. Med plastiske materialegenskaper presenteres effekten av sikringsmidler, samt responsen av påført svelletrykk på sikringskonstruksjonen.

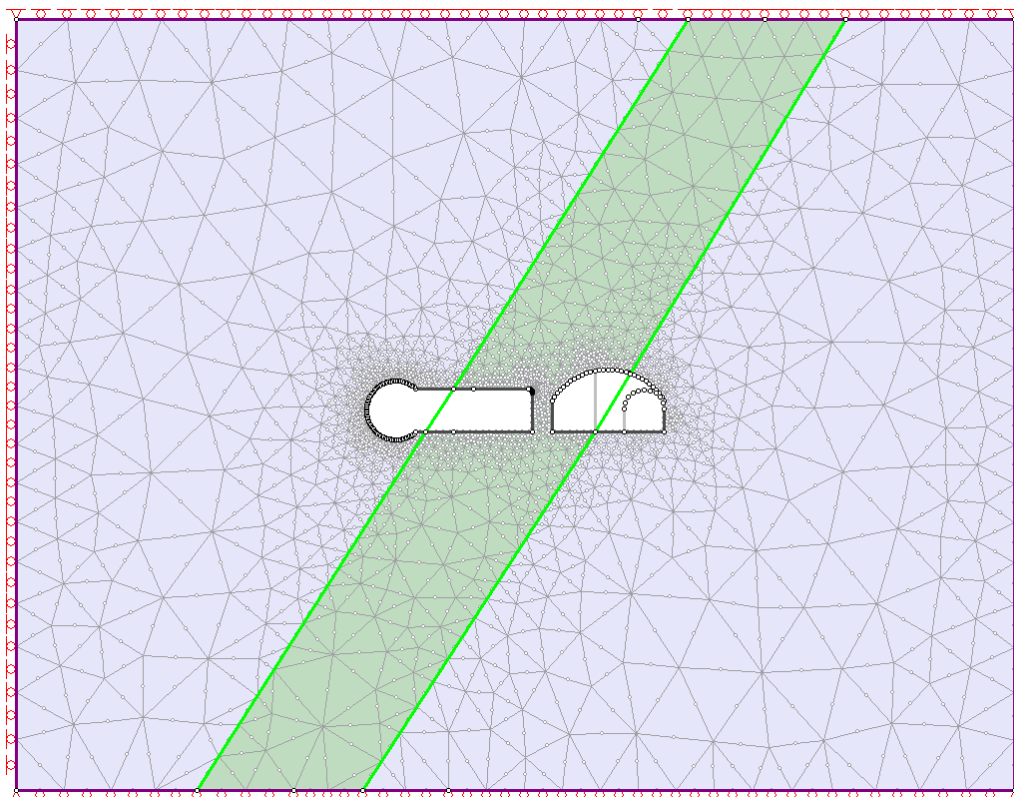
8.2.1 Oppbygning av RS2-modell

Geometrien i modellen tar utgangspunkt i et snitt normalt på tunnelaksen, omtrent ved pelnummer 463 105. Snittet som er modellert er vist i figur 59.

I modelleringen er tre steg benyttet. Det første steget er før berguttaket. Her har ingen deformasjoner funnet sted. De to neste stegene er før og etter berguttaket som gir gjennomslag for koplingssporet mellom ny og gammel tunnel. I modellene med sikringsmidler og svelletrykk ble ytterligere steg lagt til i modellen.

Svakhetssonen har blitt modellert for å etterligne deformasjonene i tilsvarende snitt fra 3D-modellen. Sonen har blitt modellert som en 28 meter bred sone med fall 58° og fallretning normalt på tunnelretningen mot SØ. Svakhetssonen ble som resten av geometrien modellert med uendelig utstrekning ut av planet «plane strain».

Den ytre grensen av meshet som begrenset modelleringsplanet ble satt til å være fem ganger større enn berguttaket. Størrelsen på den ytre grensen ble valgt slik at grensene ikke påvirker spenningsbildet rundt berguttaket. I vertikale grenser ble ikke deformasjoner horisontalt tillatt, og for horisontale grenser ble ikke deformasjoner vertikalt tillatt. I hjørnene ble hverken deformasjon i X- eller Y-retning tillatt. Deformasjoner langs grensene ble altså tillatt, mens deformasjon på tvers av grensene ble ikke tillatt. I figur 65 vises oppbygning av den elastiske RS2-modellen.



Figur 65 Oppbygning av elastisk RS2-modell. Svakhetssonen modelleres som grønn sone.

Meshet som ble benyttet i den elastiske modellen bestod av triangler med 6 noder i hver triangel. Gradert mesh-type er valgt for å få tettere mesh rundt bergromsutttaket.

For å få beregningene i den plastiske modellen til å konvergere ble mesh-innstillingene endret fra seks til tre noder per triangel. Antall noder per bergrom (Default Number of Nodes on All Excavations) ble redusert fra 110 til 80 slik at meshet blir noe grovere. Antall noder på tunneloverflaten ble redusert noe sammenlignet med den elastiske modellen. Forenklingen i meshet i den plastiske modellen antas likevel ikke å påvirke resultatet i nevneverdig grad. Oppbygning av den plastiske modellen vises i figur 95 i vedlegg K.

8.2.2 Valg av input-parametere

Materialet utenfor svakhetssonen ble gitt like materialegenskaper i RS2 som i EX3-modellen. Forklaring av hvilke materialparametere som ble valgt utenfor svakhetssonen er gitt i kapittel 8.1.2 og oppsummert i tabell 20.

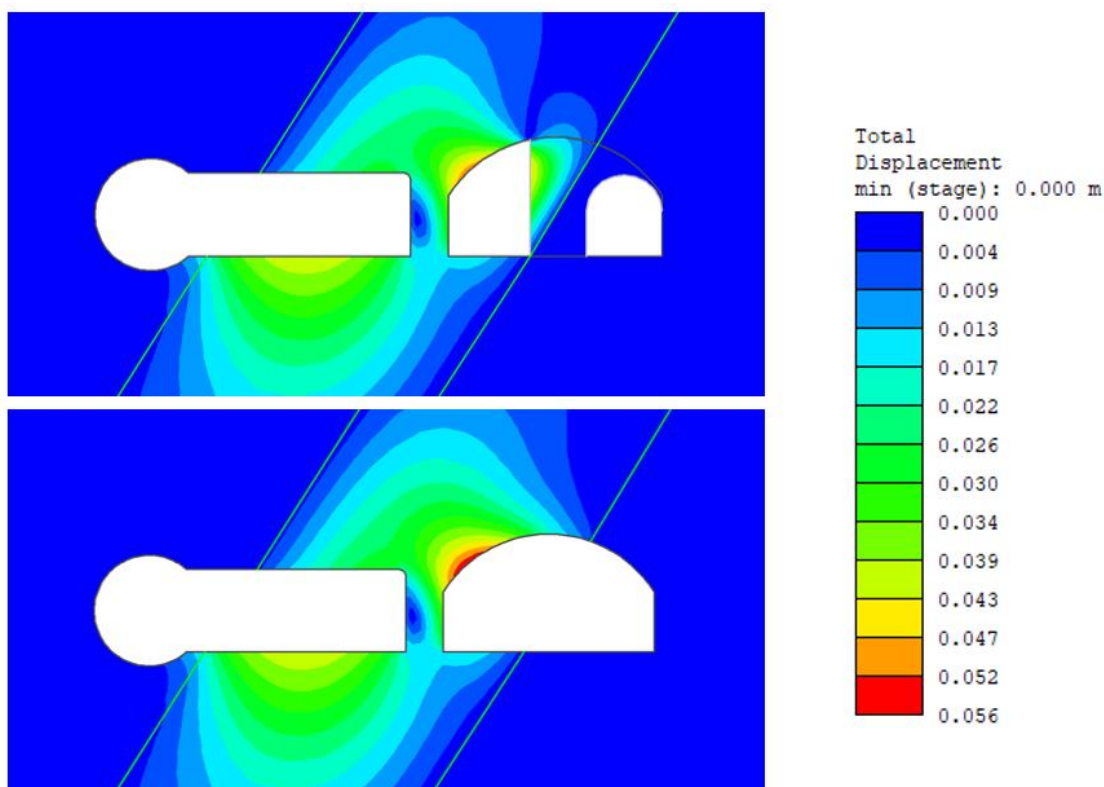
In-situ spenninger ble valgt å være konstante i stedet for å benytte et gravitativt spenningsfelt som det som ble anvendt i EX3-modelleringen. Spenningskonfigurasjonen med høye horisontalspenninger ble benyttet også i RS2-modellene ($K_1 = 5$ og $K_2 = 3$). Minste hovedspenning ble antatt å være vertikalspenningen $\sigma_v = \gamma z = 3,24$ MPa (ref. kapittel 3.4)

Største og mellomste in-situ hovedspenning ble dermed henholdsvis 16,20 MPa MPa og 9,72 MPa. Spenningskalkulatoren i RS2 (se figur 96 i vedlegg K) viser in-situ hovedspenninger og spenningene som virker i modelleringsplanet. Spenningskalkulatoren baserer seg på formel 3-1 for å finne spenningen i modelleringsplanet. Spenningene i RS2 er oppsummert i tabell 24.

Tabell 24 In-situ bergspenninger i RS2-modellen. Spenninger i modelleringsplanet er uthevet med fet skrift.

| | |
|--------------------------------|------------------|
| σ_v | 3,24 MPa |
| σ_H | 16,20 MPa |
| σ_h | 9,72 MPa |
| $\sigma_{H, \text{ i planet}}$ | 13,74 MPa |

Dersom samme materialegenskaper ble benyttet i RS2-modellen som i EX3 ville deformasjonene bli større, grunnet ulikheter i antagelser om bergromsgeometrien (ref. kapittel 4.4.2). I figur 66 vises resultat fra RS2-modell med samme input-parametere i svakhetssonen som i den tredimensjonale modellen. På tunneloverflaten var størrelsen på deformasjonene nokså tilsvarende som i EX3-modellen (ref. figur 94 i vedlegg J). Maksimal deformasjon i modellen før og etter berguttak var henholdsvis 51 mm og 56 mm. Konvergens A-C var 56 mm, mens konvergens B-F var 38 mm (ref. figur 38).

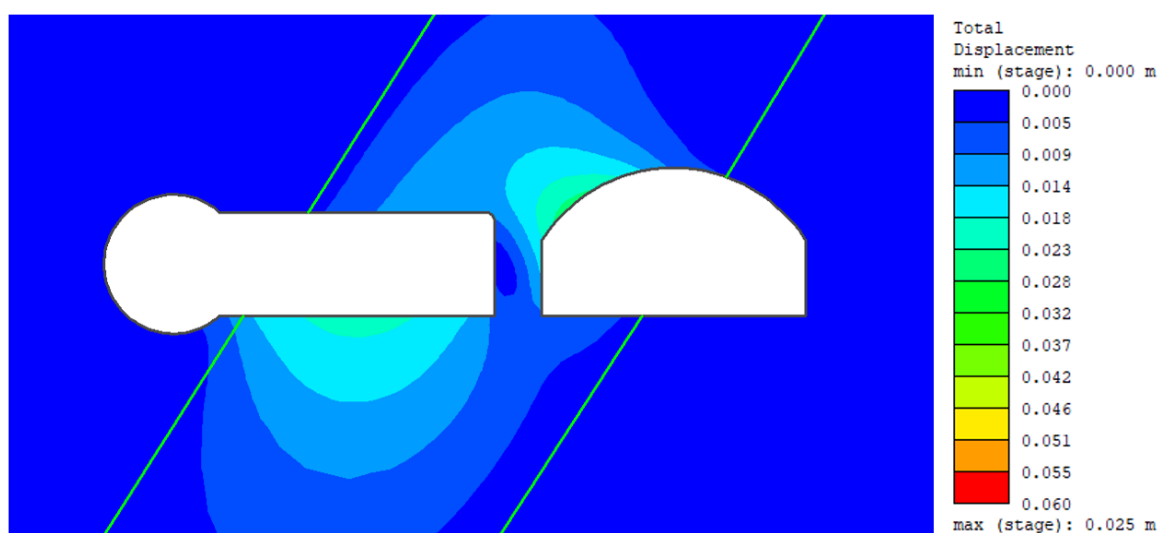


Figur 66 Totale deformasjoner fra RS2-modell med samme input-parametere som fra EX3

Sammenlignet med figur 61 viste imidlertid modellen i figur 66 betydelig høyere deformasjoner ut i bergmassen. En oppskalering av styrken til materialet i svakhetssonen ble derfor utført for å etterligne resultatet i figur 61. I tabell 25 oppsummeres materialegenskapene til svakhetssonen slik den ble representert i RS2-modellen. I figur 67 vises de resulterende deformasjonene i den elastiske modellen ved disse input-parameterne etter berguttaket. Resultatet stemmer bedre overens med resultatene fra EX3 vist i figur 61.

Tabell 25 Bergmassens input-parametere i elastisk RS2-modell

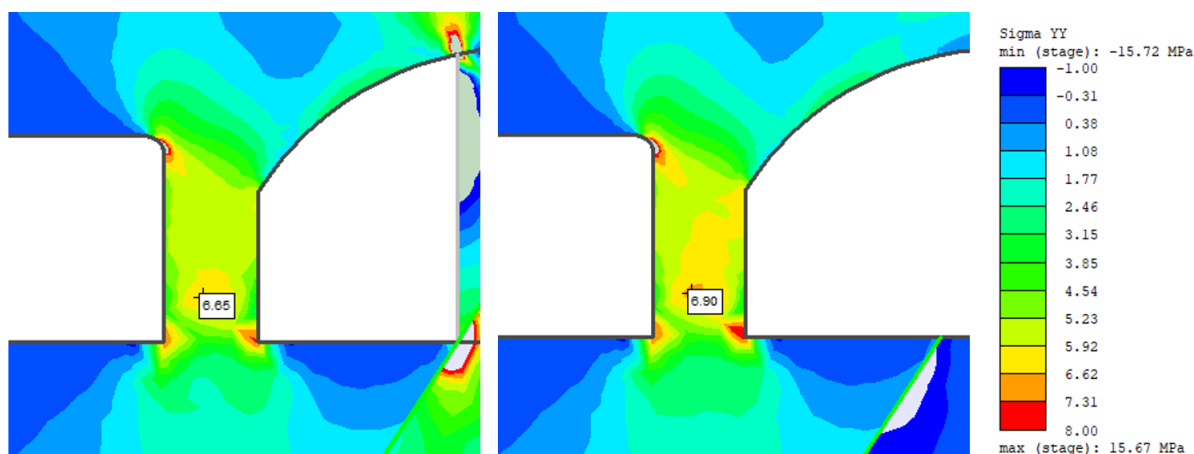
| Materialparameter | I svakhetssonen | Endring fra EX3-modell |
|-------------------|-----------------|------------------------|
| σ_{ci} | 35 MPa | +10 MPa |
| GSI | 45 | +5 |
| D | 0 | 0 |
| m_i | 20 | +2 |
| MR | 350 | +50 |
| ν | 0,24 | 0 |
| E_i | 12 250 MPa | +4 750 MPa |
| E_{rm} | 2 739,7 MPa | + 1542,3 MPa |
| m_b | 2,805 | + 0,693 |
| s | 0,002218 | + 0,000945 |
| a | 0,5081 | - 0,0035 |



Figur 67 Total deformasjon ved materialparametere for svakhetssonen som angitt i tabell 25.

Det vurderes at deformasjonene fra modellen med materialparametere som angitt i tabell 25 og totale deformasjoner vist i figur 67 gir et mer korrekt bilde av deformasjonene. Forsterkingen av materialet gav tilfredsstillende effekt ved å motvirke økningen i deformasjonene i RS2 som oppstår som følge av «plane strain»-antagelsen. Konvergens A-C var ved disse materialbetingelsene 26 mm, mens konvergens mellom veggene (B-F) i tunnelen var 19 mm. Maksimal deformasjon i modellen var 23 mm før uttak og 25 mm etter uttak. Det understrekes at deformasjonene på tunnelkonturen i dette området (koplingssporets sørlige vederlag) var høyere i EX3-modellen enn det som vises i snittet i figur 61 (se figur 94 i vedlegg J).

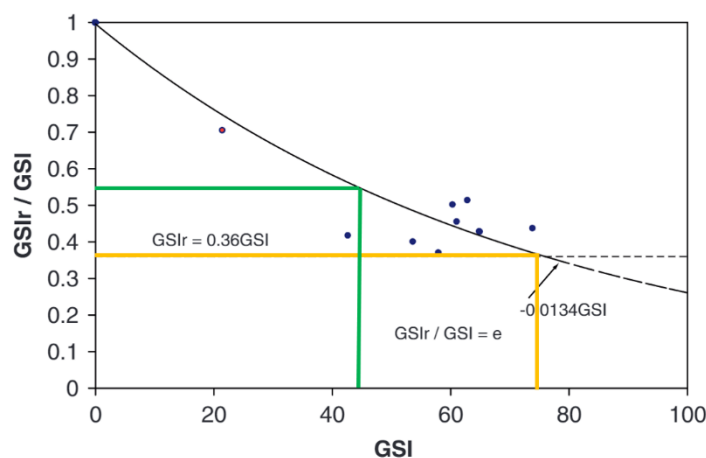
I figur 68 vises utviklingen av vertikalspenningen fra før til etter uttak. Pilarspenningen etter uttak er 6,9 MPa, mot 6,7 MPa før uttak. I modellen uten forsterkning av materialegenskapene i svakhetssonen var pilarspenning i bergstabben 6,3 MPa og 6,5 MPa henholdsvis før og etter uttak.



Figur 68 Vertikalspenninger i bergstabben mellom dobbeltsporet og N2 før og etter berguttak i elastisk RS2.

8.2.3 Resultat fra plastisk RS2-modell uten sikring

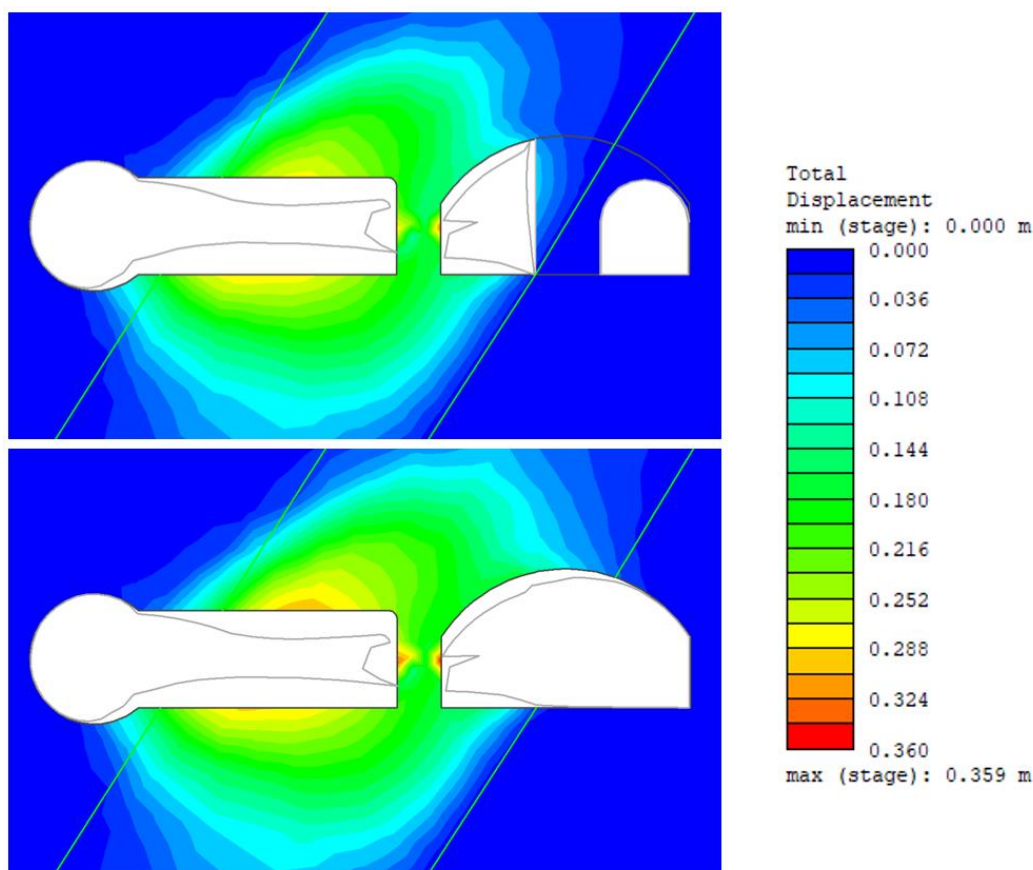
I figur 69 vises omregningsfaktoren mellom GSI_r og GSI for de to materialene i modellen. For materialet utenfor svakhetssonen blir $GSI_r = 75 \times 0,36 = 27$, mens i svakhetssonen blir $GSI_r = 45 \times 0,55 = 25$.



Figur 69 Forholdet mellom GSI_r/GSI og GSI (Cai, et al., 2007).

I figur 70 vises total deformasjon før og etter berguttaket ved plastiske materialeegenskaper i RS2. Deformasjonene er betraktelig større enn i den elastiske modellen. Konvergensen mellom veggene i dobbeltsporet (B-F) var 288 mm. Konvergensen mellom såle og sørlig del av hengen i dobbeltsporet (A-C) var 191 mm. Det understrekes at deformasjonene her er så store at unøyaktighet i avlesningspunktet på tunnelkonturen kan gi betydelige utslag i størrelsen på avleste deformasjoner.

Vertikalspenning i bergstabben mellom dobbeltsporet og N2 var før og etter berguttak henholdsvis 0,7 MPa og 1,0 MPa.



Figur 70 Totale deformasjoner før og etter uttak ved plastiske materialegenskaper uten sikring i RS2. Retningen på deformasjonene er indikert med grå linje.

8.2.4 Valg av sikringsmidler i plastisk RS2-modell

Sikringsmidlene som ble modellert i RS2-modellen tok utgangspunkt anbefalingene for permanent sikring fra Q-systemet. Dobbeltsporet ved N2 ligger i sikringskategori 6 (ref. kapittel 5.1). I denne sikringskategorien anbefaler Q-systemet bruk av sprøytebetong, systematisk bolting og sprøytebetongbuer (RRS). En oppsummering av bergsikringen som ble benyttet i RS2-modellen er gitt i tabell 43 i vedlegg K.

Q-systemet anbefaler 15 cm sprøytebetong i tillegg til bolter og buer. I modellen ble «Standard Beam» benyttet som sprøytebetong. Betongen har egenskaper som gitt i tabell 26.

Tabell 26 Input for sprøytebetong i RS2-modell.

| Parameter | Verdi |
|-----------------------------|------------|
| E-modul | 30 000 MPa |
| Poissons ratio | 0,2 |
| Enaksiell styrke | 35 MPa |
| Enaksiell styrke (residual) | 5 MPa |
| Strekstyrke | 0 MPa |

Q-systemet anbefaler 5 m lange bolter i dobbeltsporet. I modellen benyttes kombinasjonsbolter. Boltene i modellen baseres på DEXTRA ASTEC kombinasjonsbolt, men gis egenskapene til CT-bolt Ø20 mm (VIKØrsta, 2021). Detaljer for input-parameterne til boltene er gitt i tabell 27.

Tabell 27 Input for bolter i RS2-modell. Basert på CT-bolt (VIKØrsta, 2021).

| Parameter | Verdi |
|--------------------------------------|--------------|
| Boltdiameter | 20 mm |
| E-modul | 200 000 MPa |
| Bruddlast (tensile capacity) | 0,188 MN |
| Flytlast (residual tensile capacity) | 0,157 MN |
| Avstand mellom bolter ut av planet | 1,5 m |
| Forspenning (pre-tensioning force) | 0 MN |

I analysen av bergsikring i RS2 er dobbeltsporet mest interessant å betrakte, fordi det er her berguttaket finner sted. Permanent sikring er derfor ikke installert her enda. «Plane strain»-antagelsen skaper også mindre feilkilder her enn f.eks. i N2.

I det nye TBM-løpet og i N2 er det allerede påført permanent sikring. I det nye TBM-tunnelløpet er sprøytebetong og systematisk bolting utført, og i N2 er det i tillegg benyttet doble sprøytebetongbuer (RRS) (ref. kapittel 5.5). Som tidligere diskutert vil gjenskapelsen av N2 i modellen være problematisk, og for enkelthets skyld ble det i modellen derfor benyttet samme type sprøytebetongbuer her som i dobbeltsporet. I det nye TBM-tunnelløpet ble 3 m lange bolter og 8 cm sprøytebetong benyttet. Også i bergstappen var boltene i modellen bare 3 meter lange, da 5 m lange bolter ville gått gjennom hele bergstappen. Arbeidssikring i koplingsstunnelen (før uttak) ble representert som 8 cm sprøytebetong og 5 m lange bolter med 3 meter bolteavstand for å representere den spredte boltingen i dette observert i dette området.

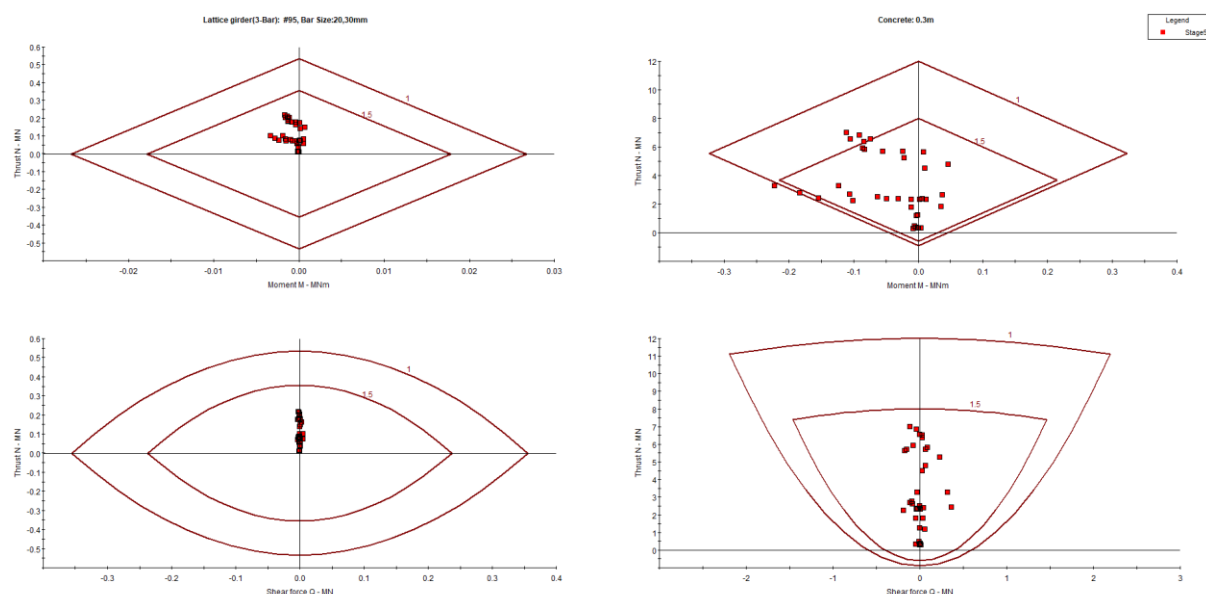
Q-systemet anbefaler bruk av RRS-buer. Modellering av gitterbuer er imidlertid enklere i RS2, og disse er derfor i størst grad benyttet i den numeriske modelleringen. Kapasitetsplott for sprøytebetongbuer er vist i figur 71, 98 og 99. Kveldsvik, et al. (2011) benyttet 0,5 m avstand mellom gitterbuene ved bergsikring av stasjonshall i Holmestrand. Dette er mindre enn det som anbefales som avstand mellom konvensjonelle buer i Q-systemet. Avstand mellom gitterbuer i modellen fra Ulriken ble derfor satt til 2 m, da Q-verdiene Kveldsvik, et al. (2011) baserer seg på i sin modell er lavere enn det som er registrert i Ulriken (Q ned mot 0,006).

I figur 98 i vedlegg K vises kapasitetsplott av gitterdragere i dobbeltsporet ved koplingspunktet mellom ny og gammel tunnel. De triangulære gitterbuene har tykkelsene 26 mm på overgurt og 18 mm på undergurt og avstand mellom overgurt og undergurt 50 mm (#50, 18, 26). Dette er de minste dragerne som leveres, og sikkerhetsfaktor 1,5 for trykkraften i betongen ble oversteget. Tykkelsen på sprøytebetongen i «lineren» var 20 cm. Elementene som ble mest belastet ligger i tunnelhengen og sørlige vederlag av dobbeltsporet.

I figur 99 i vedlegg K vises et tilsvarende kapasitetsplott av konvensjonell armering med kamstål (Ø 20 mm). De konvensjonelle buene kan ikke modelleres korrekt i RS2, men en tilnærming er gjort hvor antallet armeringsjern i buene er fordelt jevnt utover med lik avstand mellom hvert armeringsjern. Anbefalingen fra Q-systemet var doble RRS-buer med 6+2 armeringsjern og 4 m avstand mellom buene. Dette gir 8 armeringsjern på 4 meter og dermed en avstand mellom armeringsjernene i modellen på 0,5 meter.

For å få en sterkere sikringskonstruksjon ble en mer solid triangulær gitterbue (#95, 20, 30) valgt i modellen. Også her gikk noe av sprøytebetongen i brudd. Sprøytebetongens tykkelse ble økt fra 20 cm til 30 cm. Kapasitetsplott av disse buene i RS2-modellen vises i figur 71.

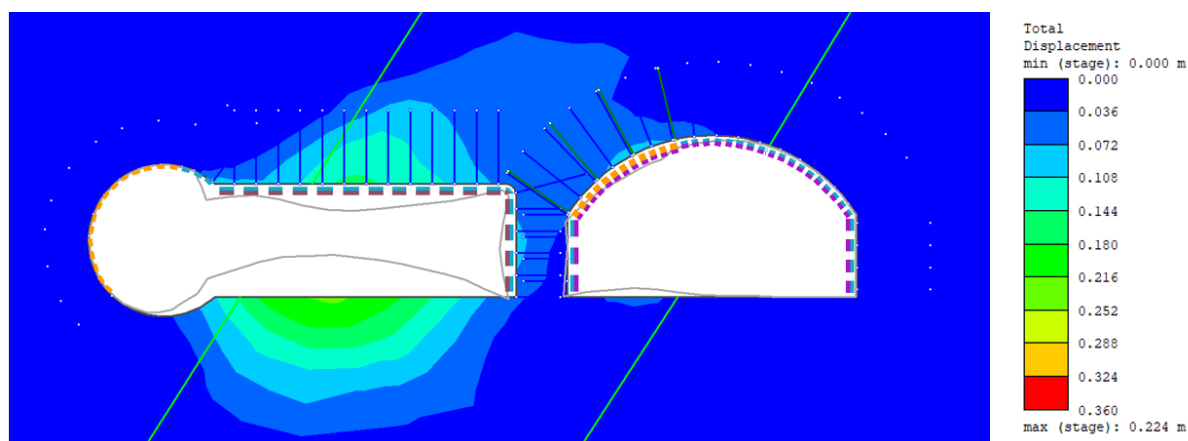
I figur 101 i vedlegg K vises belastningen av boltene i dobbeltsporet. Enkelte av boltene i sørlig del av heng i dobbeltsporet går i strekkbrudd i modellen.



Figur 71 Kapasitetsplott for gitterbue (#90, 20, 30) i dobbeltsporet. Moment mot trykkrefter (øverst) og skjærkraft mot trykkrefter (nedre). Venstre: gitterbuer. Høyre: betong.

8.2.5 Effekt av bergsikring i RS2-modell

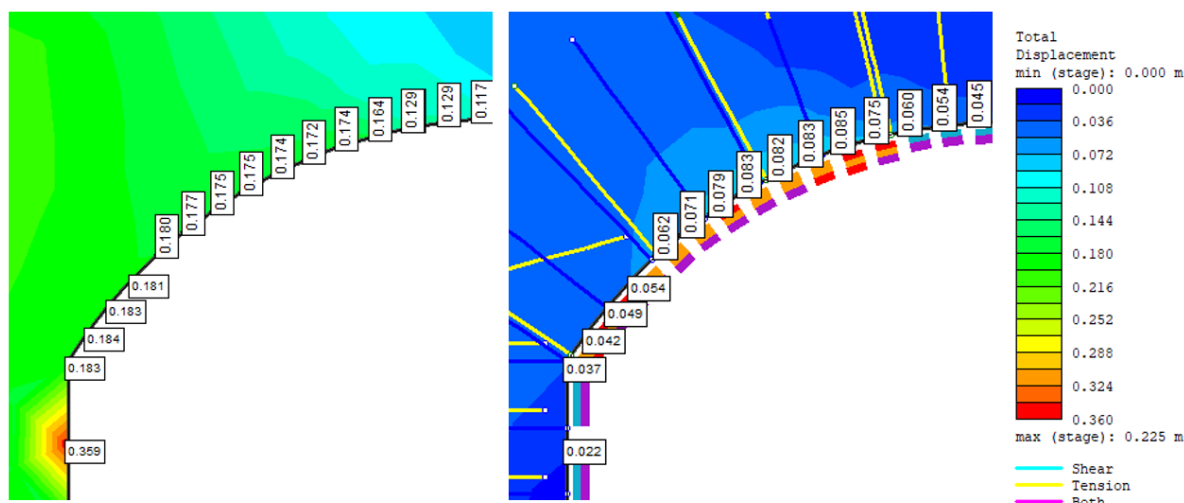
I figur 72 vises deformasjoner etter installert bergsikring. Figuren kan sammenlignes med deformasjoner uten bergsikring i figur 70. Konvergens mellom såle og sørlig del av heng i dobbeltsporet (A-C) var 83 mm med installert bergsikring. Konvergens mellom veggene (B-F) var 3 mm.



Figur 72 Total deformasjon etter bergguttak med bergsikring

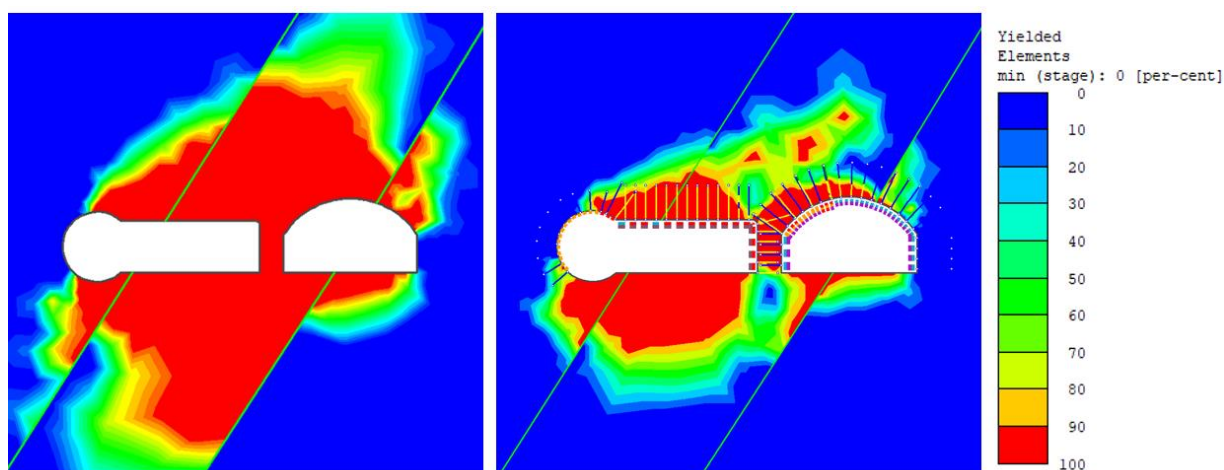
De mest kritiske deformasjonene finnes i den sørlige delen av hengen på dobbeltsporet hvor kopleingssporet møter gammelt tunneløp. Her var de største deformasjonene 85 mm etter sikring. Før bergguttaket var de største deformasjonene 73 mm på tunneloverflaten i dobbeltsporet. I figur 73 vises forskjellene i deformasjoner i denne delen av modellen med og uten sikring (etter uttak). Forskjellen mellom deformasjonene med og uten sikring lå i dette området på opp mot 150 mm. Deformasjonenes utvikling ut fra tunneloverflaten reduseres også betydelig i modellen med bergsikring.

Pilarspenningen i modellen med bergsikring er før uttaket 3,4 MPa. Etter berguttaket er pilarspenningen 3,6 MPa.



Figur 73 Total deformasjon med og uten bergsikring i sørlig del av hengen i dobbeltsporet. «Yielded Liner Elements» vises med rødt i modellen med bergsikring (t.h.). De største deformasjonene reduseres fra 184 mm uten sikring til 85 mm med sikring.

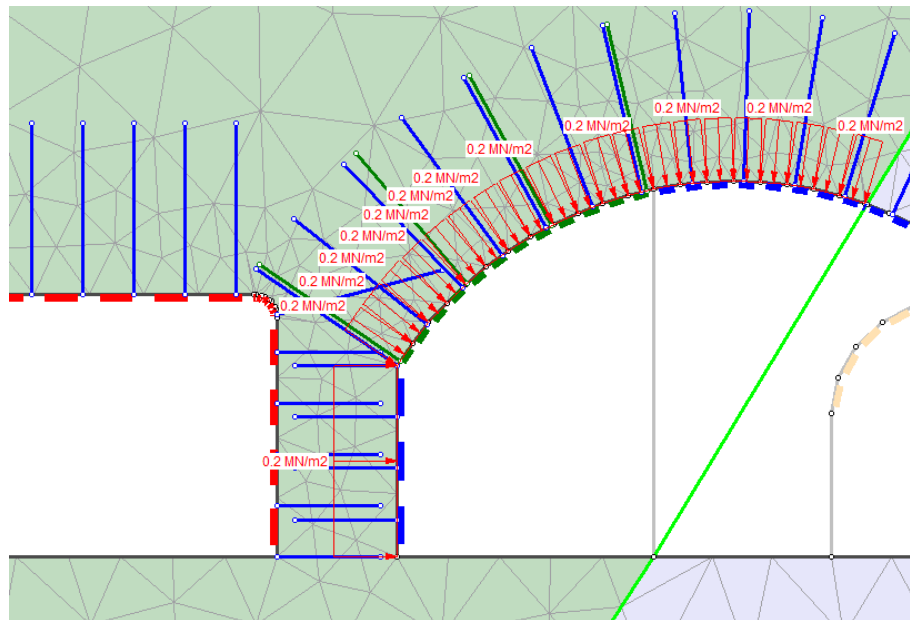
I figur 74 vises forskjellen på «yielded elements» (noder som har gått i brudd) i de plastiske modellene med og uten sikring. Bergsikringen forsterker berget omkring tunnelen.



Figur 74 «Yielded elements» med og uten bergsikring. Oppsprekking av sprøytebetongen forekommer i sørlig vederlag i dobbeltsporet. Strekkbrudd av bolter forekommer i samme område.

8.2.6 Modellering av svelletrykk

Svelletrykk har blitt representert i modellen ved å påføre en uniform last normalt på tunneloverflaten i RS2-modellen med bergsikring. Svelletrykket har kun blitt påført på dobbeltsporet (ikke N2) fordi deformasjonene i denne delen av tunnelen er mest interessant å betrakte (se figur 75). Svelletrykket er påført i et nytt modellingssteg etter berguttak, for å gjenskape effekten av svelletrykk som kan bygge seg opp over tid. Hvor mye svelletrykk som kan mobiliseres på sikringskonstruksjonen er usikkert. I tabell 28 vises største totale deformasjon på tunnelkonturen i hengen i dobbeltsporet ved oppbygning av svelletrykk. Toleransen i beregningene konvergente ikke for modeller med høyere svelletrykk enn 0,46 MPa.



Figur 75 Påføring av svelletrykk på sikringskonstruksjonen (her ved 0,2 MPa).

Ved svelletrykk på 0,46 MPa var konvergens fra såle til sørlig del av heng i tunnelen (A-C) på 104 mm. Horisontal konvergens (B-F) er 34 mm. Maksimal deformasjon i hele modellen har økt til 243 mm. Pilarspenningen ble redusert til 1,7 MPa. Oppsprekking av sprøytebetong ble intensivert ved oppbygging av svelletrykk i modellen, men selv ikke ved svelletrykk 0,46 MPa overskrides styrken til gitterdragerene (se kapasitetsplott i figur 100 i vedlegg K).

Tabell 28 Utvikling i deformasjon ved oppbygning av svelletrykk

| Svelletrykk [MPa] | Maksimal deformasjon i dobbeltsporets heng [mm] |
|-------------------|---|
| 0 | 85 |
| 0,1 | 91 |
| 0,2 | 95 |
| 0,3 | 96 |
| 0,4 | 102 |
| 0,46 | 106 |

9 Diskusjon

I dette kapittelet diskuteres resultatene fra den bergmekaniske analysen i lys av relevant teori. Usikkerheter, begrensninger og svakheter ved de benyttede verktøyene vil belyses. En samlet vurdering av resultatenes betydning inkluderes for å gi en overordnet vurdering av stabilitetssituasjonen ved det planlagte berguttaket i Ulriken jernbanetunnel.

9.1 Bergmasseklassifisering

Bergmasseklassifiseringssystemer er et svært mye brukt verktøy i ingeniørgeologisk prosjektering. Særlig Q-systemet brukes svært mye for dimensjonering av bergsikring i tunneler og andre bergrom. Ettersom systemet baseres på empiriske erfaringsdata, vil anvendeligheten av systemet avhenge av at erfaringsdataene som er lagt til grunn, inkluderer lignende forhold som i prosjektet det skal brukes på. Palmström & Stille (2007) hevder at Q-systemet egner seg best i prosjekter hvor blokknedfall er den mest sannsynlige årsaken til ustabilitet. Det advares mot å bruke Q-systemet i områder hvor f.eks. svellende bergmasse kan føre til stabilitetsproblemer.

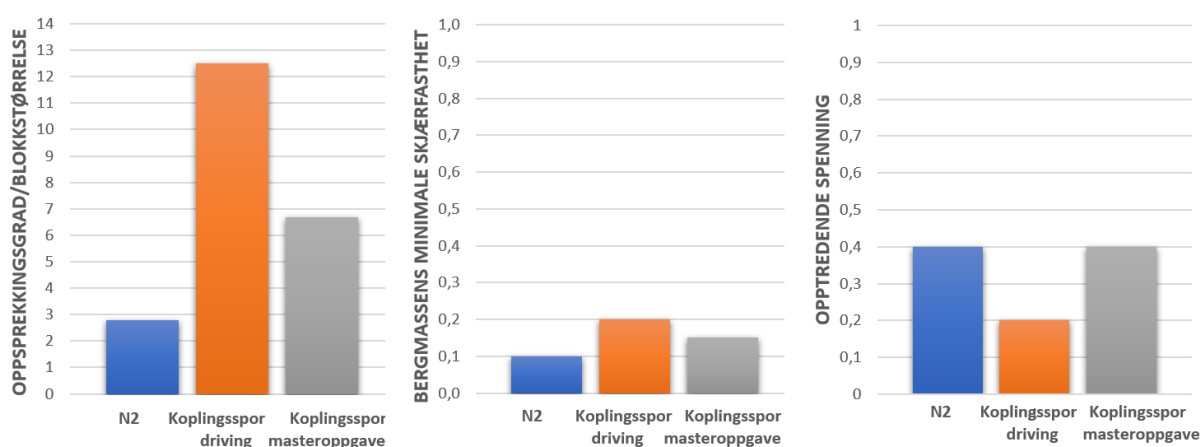
I det undersøkte området i Ulriken jernbanetunnel kan problemer forårsaket av svelleleire i svakhetssonen oppstå, da laboratorieundersøkelser fra 2015 viste svært høy fri svelling og svært høyt svelletrykk. I tillegg fører en kompleks bergromsgeometri med store tunnelverrsnitt og tunneler som krysser hverandre til at sikringsanbefalingen til Q-systemet blir mindre anvendelig enn for et enkelt tunnellop. Særlig i området ved bergstappen som står mellom koplingsporet og teknisk rom N2, vil et sikringsdiagram basert på erfaringsdata fra tunneler ha begrenset anvendelighet.

I BaneNORs tekniske regelverk bemerkes også begrensningene til Q-systemet i svært svakt berg ($Q < 1$). Regelverket påpeker at andre analysemetoder bør brukes ved vurdering av sikringsbehov i slikt berg (BaneNOR, 2021a). I stabilitetsanalysen i denne studien trengs derfor andre verktøy for å gi et godt bilde av bergresponen ved et ytterligere berguttak. Q-verdien beskriver likevel bergmassens egenskaper slik at forståelsen av problemet øker. En Q-verdi på 0,4 gir informasjon om bergmassens kvalitet, selv om verdien ikke benyttes ukritisk og direkte for dimensjonering av sikring.

Q-kartleggingen utført i denne studien og den som ble utført ved driving av nytt tunnellop, viser noen forskjeller. I svakhetssonen ble det under driving vurdert Q-verdi både i teknisk rom N2 (tabell 3) og i koplingsporet (tabell 4). I arbeidet med denne studien ble Q-verdien kun kartlagt i koplingsporet (tabell 10). Forskjellene i kartlagte parametere i Q-verdien kan kanskje tilskrives uerfarenhet for kartlegging utført ved feltarbeid i denne studien. Ulikhetene kan imidlertid like gjerne skyldes interne variasjoner i de geologiske forholdene i svakhetssonen, som har blitt beskrevet som svært varierende.

På tross av noe ulik kartlegging av parameterne i Q-systemet blir Q-verdien nokså lik for kartlegging utført i arbeidet med denne masteroppgaven og kartlegging under driving. Q-verdiene i svakhetssonen i N2 og koplingsporet er henholdsvis 0,11 og 0,5. Dersom J_n -verdien ikke justeres for tunnelkryss blir Q-verdien i N2 lik 0,3. I figur 76 vises forskjellene i kartlagte Q-parametere.

Q-verdien ($Q = 0,4$) i svakhetssonen som krysser tunnelen gjennom N2 plasserer dobbeltsporet i sikringskategori 6 (ref. kapittel 5.1). Grensen for bruk av armerte sprøytebetongbuer som tunnelsikring går i Q-systemet mellom sikringskategori 5 og 6. Sprøytebetongbuer vil gi en betydelig økning av støttetrykk fra bergsikringen. Dersom Q-verdien er på grensen mellom sikringskategori 5 og 6 vil bruken av sprøytebetongbuer kunne medføre oversikring. Dette fordi sikringstrykket øker mye uten at bergmassekvaliteten reduseres betydelig ved denne grensen. Den komplekse bergromsgeometrien rundt dobbeltsporet ved N2 og tilstedeværelsen av svelleleire i svakhetssonen gjør at tilleggslaster kan oppstå på bergsikringen. På tross av at laster erfaringsmessig i liten grad overføres fra bolter og sprøytebetong til sprøytebetongbuene, vil buenes evne til å ta opp tilleggslaster kunne bli viktig dersom svelletrykket fører til at boltene og sprøytebetongen overbelastes (Statens Vegvesen, 2008).



Figur 76 Forskjeller i kartlagte Q-parametere i tilsvarende områder i tunnelen. På tross av noe ulike input-parametere blir Q-verdien nokså lik i de tre tilfellene. Blokkstørrelsen i N2 er lavere fordi J_n multipliseres med 3 på grunn av tunnelkryss.

En svakhet ved Q-systemet er at det ikke tas hensyn til sprekkens orientering i forhold til tunnelaksen. Tilstedeværelse av steile sprekkesett parallelt med tunnelaksen (sprekkesett 2b) anses som ugunstig (Celada, et al., 2014). Dersom sprekkesett 2b har stor utholdenhet mellom de to leirsleppene i svakhetssonen, vil det være uheldig for stabiliteten.

GSI benyttes i en rekke analytiske og numeriske verktøy. I arbeidet med denne studien var muligheten for å gjøre mange kartlegginger av GSI-verdien begrenset, grunnet tidspress ved feltarbeid og tildekt bergoverflate. Omregningsformlene medfører imidlertid noe usikkerhet. Sammen med variasjonen i Q-verdier kartlagt i og utenfor svakhetssonen, fører dette til at GSI-verdi for bergmassen er noe usikker.

Ytterligere kartlegging av GSI i tunnelen vil kunne gi en større sikkerhet i analyseresultatene. Kartleggingen utført i denne studien sammen med gjennomgangen av tidligere kartlegging anses å gi en god nok beskrivelse av bergmassens oppsprekking til analysen.

9.2 Laboratorieundersøkelser

Punktlasttest og Slake Durability Test er utført for å undersøke henholdsvis bergets styrke og holdbarhet mot slaking. Begge testene ble utført på tre ulike bergartsenheter som representerer ulike deler av tunnelen. Selv om bergartsenheter An1, An2 og Ga1 ble hentet fra områder med kort avstand fra hverandre, viser de betydelig forskjell i resultatene fra

laboratorieundersøkelsene. Resultatene samsvarer derfor godt med observasjonene fra tunnelen, hvor geologiske variasjonene i svakhetssonen ble beskrevet som store.

I analyseverktøyene som ble benyttet i studien brukes enaksiell trykkfasthet, σ_c , for å beskrive bergartens intakte styrke. Punktlasttesten fungerer som en indirekte test for å finne σ_c , hvor en omregningsfaktor benyttes for omregning fra punktlastindeksen $I_{s(50)}$. Direkte måling av denne parameteren gjennom enaksiell testing av de ulike bergartsenhetene ville gitt et sikrere bilde av styrken til berget. Dette gjelder særlig for de svake bergartene, da omregningsfaktoren k_{50} ikke anbefales ved $\sigma_c < 25$ MPa (Nilsen & Palmström, 2000; Bieniawski, 1973).

Punktlastindeksen brukes for å klassifisere bergets styrke og anisotropi. Klassifiseringene gir en kvalitativ beskrivelse av bergets egenskaper. Punktlasttesten ble utført både i vannmettet og i tørr tilstand. Resultatene viser at vannmetningen har stor betydning både for bergets styrke og anisotropi. Ved vannmetting reduseres bergets styrke betydelig. Styrkeanisotropien øker når prøvene vannmettes.

Da tunnelen ligger under grunnvannspeilet vil berget i stor grad være vannmettet. Bare nær tunneloverflaten vil bergmassen tørke ut. Resultatene fra vannmettet punktlasttesting er derfor de mest interessante. Resultatene fra vannmettet punktlasttest klassifiserer An2 og Ga1 med henholdsvis lav og svært lav styrke parallelt med foliasjonsretningen (se tabell 14). Bergets anisotropi viser at berget er sterkere normalt på enn parallelt med foliasjonen. Foliasjonsretningen i området er kartlagt å ligge parallelt med svakhetssonen med steilt fall mot øst.

Resultatene fra Slake Durability Test viser at problemer knyttet til slaking trolig ikke vil være en drivende faktor for ustabilitet i området som er undersøkt. Materialet som er testet klassifiseres med høy eller svært høy holdbarhet mot slaking. Numerisk modellering av svekkelse av bergmassens egenskaper med tiden er derfor ikke utført. Dersom flere tester hadde blitt utført, kan det ikke utelukkes at bergmasse som er mer utsatt for slaking kunne blitt påvist. Slake Durability Test av An1, An2 og Ga1 antyder imidlertid at bergmasse med lav holdbarhet mot slaking ikke dominerer i området ved koplingsporet i Ulriken jernbanetunnel.

I alle fire testene av Slake-Durability vises en tendens til mest slaking under 1. syklus, hvorpå slakingen avtar etter 2. og 3. syklus. Dette kan forklares med at de fleste prøvestykker har en ikke-uniform struktur hvor motstandsevnen mot slaking øker innover i prøvestykket (Fuenkajorn, 2011). Slakingen etter 4. syklus ser imidlertid ut til å øke noe sammenlignet med syklusen før. Dette kan virke lite intuitivt, men en forklaring kan være økt tørketid etter 4. syklus. Etter de tre første syklusene ble prøvene tørket i 2 timer, mens etter 4. syklus ble prøvene tørket i minst ett døgn. Trolig har ikke prøvene vært fullstendig tørket mellom syklusene, og verdiene for SDI_1 , SDI_2 og SDI_3 kan være kunstig høye. Avviket anses imidlertid som så lite at det ikke har noen praktisk betydning for resultatet av forsøket.

I tabell 29 er de mest sentrale resultatene fra laboratorieundersøkelsene oppsummert. Resultatene for $I_{s(50)}$ og $I_{a(50)}$ er for vannmettede tester. Resultatet for SDI presenteres etter fire sykluser, mens klassifiseringen av denne parameteren tar utgangspunkt i SDI_2 (etter 2. syklus).

Undersøkelsene utført ved driving av nytt tunnelløp påviser svært aggressiv svelleleire i leirsleppen som krysser bergrommet (SINTEF, 2015). Informasjonen om potensiale for svelling er svært viktig i vurdering av stabiliteten. Svelleegenskapene til sleppematerialet i svakhetssonen er den enkeltparameteren med sterkest negativ innvirkning på tunnelstabiliteten.

Det er derfor viktig å huske på lasten svelletrykket kan påføre sikringskonstruksjonen når bergsikring skal dimensjoneres.

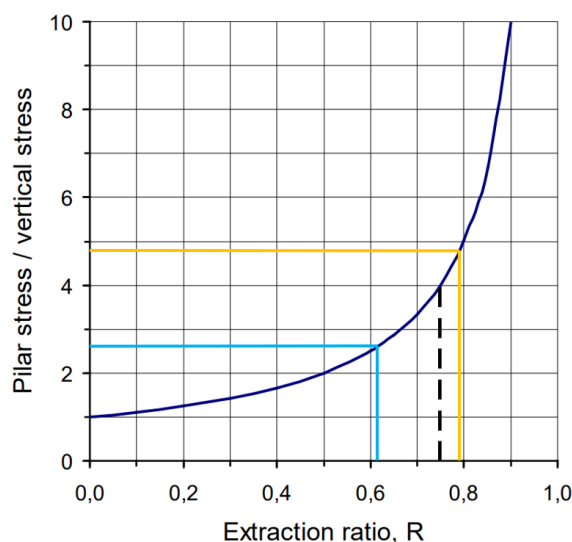
Tabell 29 Oppsummering av resultater fra laboratorieundersøkelser.

| | $I_s (50) //$ | $I_a (50)$ | SDI_4 |
|------------|-----------------------------|-------------------------------|--|
| An1 | 4,20 MPa (høy styrke) | 1,58 (moderat anisotrop) | 98,9 (svært høy holdbarhet) |
| An2 | 1,75 MPa (lav styrke) | 2,53 (svært sterkt anisotrop) | 97,3 (svært høy holdbarhet) |
| Ga1 | 0,62 MPa (svært lav styrke) | 2,39 (sterkt anisotrop) | 96,4 (høy holdbarhet) 92,2 (høy holdbarhet) |

9.3 Skattepliktig arealmetode

Som alle analytiske beregningsverktøy i ingeniørgeologi, baseres skattepliktig arealmetode seg på en idealisert bergromsgeometri. Mest nøyaktige resultat får man dersom man betrakter et bestemt mønster av pilarer med så stor utstrekning at effekten fra de ytre grensene av problemet kan neglisjeres (Li, 2018). Dette er ikke tilfellet for bergstabben mellom teknisk rom N2 og kopleingssporet i Ulriken jernbanetunnel. Den komplekse geometrien gjør det vanskelig å velge et tverrsnittareal, A_t , for den overliggende bergkolonnen som belaster pilaren.

Med arealene A_p og A_t som legges til grunn øker uttaksforholdet R (formel 2-25), fra 0,62 før uttak til 0,79 etter uttak. I figur 77 ser man at forholdet mellom pilarspenning og vertikal spenning vil øke fra omtrent 2,65 til omtrent 4,80 ved en slik endring. Dersom økningen i A_t er så stor som antatt i analysen, medfører dette en økning i pilarspenningen på 81 % fra 8,0 MPa før berguttaket til 14,5 MPa etter. Spenningspåkjenningen kan føre til bruddannelse i bergstabben, dersom ikke sikringsmidlene gjør den i stand til å ta opp belastningen.



Figur 77 Forholdet mellom pilarspenning og vertikalspenning øker fra 2,65 før uttak (blå) til 4,80 etter uttak (gul) ved de gitte antagelser for A_t og A_p .

Materialparameterne som beskriver bergets styrke og oppsprekking i analysen medfører også usikkerhet. Bergstabben vil heller ikke belastes jevnt slik skattepliktig arealmetode legger til grunn. Den interne geologiske variasjonen i bergstabben fører til at de delene av bergstabben som har sterkere materialegenskaper trolig vil bære mer last enn de svakere delene. Svakhetssonens evne til å overføre spenninger vil trolig også påvirke spenningsbildet rundt sonen.

Resultatene fra skattepliktig arealmetode viser at sikkerhetsfaktoren til pilaren er mindre enn 1 både før og etter berguttaket ($SF = 0,51$ før berguttak og $SF = 0,28$ etter berguttak). Det understrekes at metoden gir et resultat for en usikret pilar. Målet for bergsikringsdesignet er å øke bergmassens styrke og å tilføre ekstern støtte slik at pilaren ikke går i brudd. Et effektivt prinsipp for å oppnå dette er å påføre pilaren horisontale spenninger, ved installasjon av bolter som er innspente på begge sider av bergstabben (Grøv, 2020). I tillegg vil bolter og sprøytebetong forsterke berget. Armerte sprøytebetongbuer vil kunne ta opp noe av lasten som bergstabben ikke tar opp.

Resultatene fra skattepliktig arealmetode tyder imidlertid på at en usikret pilar trolig vil gå i brudd. Dersom bergets enaksielle trykkfasthet er større enn det som er antatt i beregningene vil sikkerhetsfaktoren øke. For at en usikret bergstabbe skal ha større sikkerhetsfaktor enn 1 etter berguttaket, må imidlertid bergmassens styrke i pilaren forbedres betraktelig.

Forholdet mellom pilarens høyde og bredde spiller også inn på pilarens styrke. Bergstabben mellom N2 og koplingssporet er høyere enn den er bred. Skjærbruddene som oppstår på overflaten av pilaren kan med en slik pilargeometri gjennomgå hele pilaren, slik at pilaren i mindre grad er i stand til å ta opp spenninger (Parker, 1974).

Resultatene fra skattepliktig arealmetode fører med seg en rekke usikkerheter, og bør i seg selv ikke vektlegges for tungt i vurdering av stabiliteten til bergrommet. Resultatene fra den tredimensjonale numeriske modellen undersøker hvordan den komplekse bergromsgeometrien påvirker pilarspenningen. EX3-modellen vil dermed fungere som en kalibrering av den skattepliktige arealmetoden.

9.4 Beregning av moment på bue

I beregningene av bøyemoment på en bue er det lagt til grunn en løs kile som virker som en punktlast på buen. Et sentralt prinsipp ved bergsikring er at sikringen skal forsterke berget på en slik måte at det blir selvbærende (Li, 2018). Kilene i berget vil ikke være løse, men i stor grad holdes fast av friksjon langs sprekkeflatene. Med mindre de kritiske sprekkesettene viser svært stor utholdenhet, lav sprekkeruhet (lav J_r -verdi) og glatte sprekkefyllinger (høy J_a -verdi), vil antagelsen om at kilen er løs føre at punktlasten som benyttes i beregningene er for høy. En eventuell kile vil heller ikke virke på buen som en punktlast, men belaste buen mer kontinuerlig langs en del av buen. Alle disse forenklingene fører til at det beregnede bøyemomentet blir høyere enn i virkeligheten.

Sprøytebetong og systematisk bolting vil bidra med krefter som motvirker dødlasten fra en løs kile som belaster buen. Netto-lasten som virker på gitterbuen vil reduseres av virkningen fra de andre sikringsmidlene. En $\varnothing 200$ mm CT-bolt vil f.eks. ferdig innstøpt ha en flytlast på 157 kN (VIKØrsta, 2021). Innspenning av buen med radielle bolter vil også bidra. Samspillet mellom sikringsmidlene er vanskelig å modellere i beregningene. Det er naturlig å anta at bergsikringen vil være i stand til å ta opp langt større moment når alle komponentene i sikringsdesignet virker sammen, enn det en enkel gitterdrager som ikke er dekket av sprøytebetong er i stand til.

Grimstad, et al. (2002) modellerer bøyemoment på RRS-buer i programvaren STAAD. I modelleringen vises at RRS-buer kan være i stand til å ta opp bøyemoment på flere tusen kNm,

så lenge tykkelsen på betongen som dekker buene er stor nok. Dette resultatet avviker stort fra resultatene fra beregningene foretatt i denne studien, hvor maksimalt bøyemoment på en gitterbue er beregnet til 164 kNm. En forklaring på forskjellen kan være samspillet mellom sprøytebetong og stålbue, som ikke er tatt hensyn til i beregningene hvor kun stålbuens egenskaper undersøkes.

Formlene som benyttes i beregningene baseres seg på en bue som er fast innspent i begge ender. De største bøyemomentene oppstår ved innspenningen. I virkeligheten er buen ikke fast innspent i vederlaget. Å fremstille buen som fast innspent er en forenkling som vil føre til økt bøyemoment ved innspenningen sammenlignet med virkeligheten. Denne fremstillingen av buens innspenning anses likevel som en tilstrekkelig god betingelse. Feilkilden den medfører understrekes likevel her.

I UnWedge betraktes ikke kiler som avgrenses i to ender av samme sprekkese. Dersom en kile f.eks. avgrenses av de to leirsleppene i to ender og det det steile sprekkese 2b parallelt med tunnelaksen, visualiserer ikke UnWedge denne kilen. En kile avgrenset av de to leirsleppene i svakhetssonen vil spenne over flere buer i tunnelen. Beregningene av bøyemomentet har ikke betraktet en slik kile.

Før den permanente sikringen er ferdig installert vil gitterbuen virke som arbeidssikring. Resultatet fra beregningene antyder at løse kiler vil kunne overbelaste buens motstandsmoment før den er sprøytet inn. Dette anses imidlertid ikke som et sannsynlig scenario. Resultatene fra beregningene peker på viktigheten av samvirkingen av buene med andre sikringsmidler. Buens styrke vil øke betraktelig når den dekkes med betong. Prinsippet om bergsikring som forsterker berget til å være selvbærende understrekes av resultatet. Beregningene medfører en rekke forenklinger, og resultatet bør ikke vektlegges ved valg av buer fordi effekten fra sikringsmidlenes forsterkning av bergmassen, sprekkens skjærstyrke og samspillet med betongen i buene fører til at buene gir bedre sikringseffekt enn det som antydes av beregningene.

9.5 Usikkerheter knyttet til numerisk modellering

Kjennskap til begrensningene i en numerisk modell er sentralt for at resultatene skal kunne tolkes på riktig måte. I modelleringen utført i denne studien er det knyttet en del usikkerheter til de geologiske input-parameterne som er brukt i modellen. Det understrekes derfor at resultatene fra numerisk modellering vil inneholde en betydelig grad av usikkerhet. Når man tolker resultatene bør derfor faglig dømmekraft benyttes, og man kan ikke forvente at akkurat de samme deformasjonene som oppstår i modellen vil oppstå i virkeligheten. Mer omfattende laboratorietesting og kartlegging av bergmassekvaliteten i felt ville kunne forbedret modellens kvalitet.

Den mest kritiske input-parameteren er imidlertid in-situ spenninger. For å imøtekomme denne usikkerheten er tre ulike spenningskonfigurasjoner undersøkt i den tredimensjonale EX3-modellen. Undersøkelser ved avvik fra antatte spenningsretninger er ikke utført. Dersom spenningsretningene er annerledes, blir resultatet annerledes. Spenningsmålinger som viser spenningene rundt åpningen, kan bli brukt for å kalibrere modellen.

I området undersøkt i denne studien vil en elastisk modell trolig gi et galt bilde av deformasjonene som oppstår. Dette gjelder særlig i områdene hvor spenningspåkjenningen nærmer seg materialets styrke. Her vil de plastiske deformasjonene være større enn det den elastiske modellen gir. Når spenningene er lavere vil bergets deformasjon derimot være tilnærmet lineært elastisk, og en elastisk modell vil gi et bedre bilde av deformasjonene. I svakhetssonen som modelleres i Ulriken jernbanetunnel er materialet så svakt at plastisk materialoppførsel forventes. Belastningen berget utsettes for her vil føre til at materialet er i det plastiske domenet på spenning/tøynings-kurven (figur 3). Bruk av elastiske materialeegenskaper vil derfor være en forenkling som trolig overvurderer bergets styrke, og dermed undervurderer deformasjonene som vil oppstå. At feilkildene fra elastiske modeller vil være størst i svakhetssonen er uheldig, da denne delen av tunnelen er den mest kritiske med tanke på stabilitetsproblemer. At elastisk modellering undervurderer deformasjonene i svakhetssonen vises av resultatet i RS2-modellen. Maksimal deformasjonen øker fra 25 mm i den elastiske modellen til 359 mm i den plastiske modellen ved tilsvarende geologiske input-parametere.

Unøyaktighet i beregningene som utføres i de numeriske modellene fører til ytterligere usikkerhet. Dette gjelder særlig for EX3-modellen hvor toleransen er satt til 0,05. En feiltoleranse på 5% vil kunne gi feilkilder til den numeriske modellen. I RS2 blir feilkildene mindre da feiltoleransen her er satt til 0,001. Toleransegrensene ble valgt fordi de er default-innstillinger i programvarene.

I studien er det valgt å modellere med elastiske materialeegenskaper i 3D og med elastiske og plastiske materialeegenskaper i 2D. Det er understreket at man i RS2 benytter antagelsen at de utgravde områdene har uendelig utstrekning ut av planet (plane strain) (RocScience, 2021). I lange tunneler med konstant tverrsnitt vil denne forenklingen av virkeligheten gi små feilkilder, men å anta at snittet i RS2-modellen har uendelig utstrekning ut av planet kan føre til store feilkilder. Ettersom 2D-modellens evne til å gjenskape bergromsgeometrien på en god måte er svært begrenset, advares leseren mot å tolke resultatene fra analysen som en fasit. Ved tolkning av resultatene bør derfor ingeniørfaglig dømmekraft benyttes. Særlig gjelder dette i delen av modellen som går gjennom teknisk rom N2. «Plane strain»-antagelsen er mer troverdig i TBM-sporet og i dobbeltsporet, men også her vil spenningsbildet påvirkes av feilkildene fra «plane strain».

Med like materialeegenskaper viser RS2-modellen deformasjoner av størrelsesorden 20 mm til 50 mm i området over bergstappen ved N2 (se figur 66) mens EX3-modellen viser mellom 10 mm og 15 mm deformasjoner (se figur 61). Den tredimensjonale EX3-modellen brukes derfor til å kalibrere RS2-modellens deformasjoner ved å forbedre bergmassens egenskaper i RS2 slik at deformasjonene blir mer tilsvarende i de to modellene. Dersom den plastiske RS2-modellen hadde hatt de samme materialeegenskapene som den elastiske EX3-modellen, ville deformasjonene i RS2 blitt kunstig høye på grunn av antagelsen om «plane strain». Metoden som er valgt ved å forbedre materialeegenskapene i RS2-modellen gir derfor et mer realistisk bilde av deformasjonene rundt tunneltverrsnittet. Modellering av flere tverrsnitt, med ulik geometri, ville muligens økt forståelsen av situasjonen. Det vurderes imidlertid at ingen todimensjonale snitt vil gi en bedre gjenskaping av den virkelige tunnelgeometrien enn tverrsnittet som er valgt ved pelnummer 463 105.

En tredimensjonal plastisk modell vil på en bedre måte kunne gjenskape en realistisk tunnelgeometri, samtidig som troverdige materialeegenskaper ivaretas. Programvaren RS3 kan

brukes til dette formålet. Beregningene for en slik modell er langt tyngre enn for en elastisk modell, og har derfor ikke blitt benyttet i denne studien. Geometrien bygget i EX3 kan importeres til RS3, dersom en tredimensjonal numerisk modellering med plastiske egenskaper skal utføres på et senere tidspunkt.

Det understrekes at den modellerte svakhetssonen representeres som et homogent materiale med samme materialegenskaper i hele sonen. Sonens store interne variasjon blir derfor ikke gjenspekt på en adekvat måte i modellen, og det er derfor vanskelig å si hvordan de varierende egenskapene vil spille inn på deformasjonene.

Programvarer som UDEC og 3DEC bygger på distinkt elementmetode (DEM) og vil kunne undersøke nedfall av blokker på en bedre måte enn EX3 og RS2. EX3 og RS2 baseres på henholdsvis BEM og FEM som er kontinuerlige modeller (Rocscience, 2020). Kveldsvik, et al. (2011) benytter UDEC og 3DEC for å undersøke bergets respons uten bergiskring, mens RS2 ble benyttet for dimensjonering av bergsikring. En ytterligere numerisk modellering, hvor muligheten for utfall av slike kiler undersøkes, bør kun utføres dersom økt sikkerhet knyttet til modellens input-parametere oppnås. Uten bedre input-parametere vil ikke ytterligere modellering nødvendigvis føre til sikrere resultater.

Palmström & Stille (2007) påpeker at numerisk modellering er best egnet ved stabilitetsproblemer knyttet til høye spenninger eller ved blokknedfall. I svakhetssoner med svelleleire bør numerisk modellering brukes med forsiktighet. Modellering av svelletrykk i svakhetssonen i RS2 kan si noe om svelleprosessers effekt på deformasjoner, men også her understrekes usikkerhetene knyttet til modelleringsresultatet. Svelletrykk er forsøkt gjenspekt ved å legge en last normalt på tunnelkonturen. Det antas også at svelletrykket følger antagelsen om «plane strain» hvor man antar at svelling vedvarer i uendelig utstrekning ut av planet. I virkeligheten vil svelletrykk kunne bygges opp innover i bergmassen og virke på bergmassen tilstøtende leirsleppen. Den vil ikke være konstant langs tunnelkonturen, og vil slett ikke oppfylle antagelsen om «plane strain». Hvor mye svelletrykk som mobiliseres i leirsleppene er også en usikkerhetsfaktor.

Numerisk modellering av svelletrykk i 3D har tidligere blitt utført av Mao, et al. (2012) med programvaren FLAC3D. I modellen ble laster tilsvarende det antatte svelletrykket påført mellom svakhetssonen sprøytebetongen i modellen. EX3 gir ikke mulighet for å modellere svelletrykk. I en utvidet numerisk modellering av området ved koplingsporet ved N2 i Ulriken jernbanetunnel kan metoden benyttet av Mao, et al. (2012) og bruk av FLAC3D vurderes.

Effekten fra slaking er ikke modellert da denne antas å ikke føre til en betydelig svekkelse av bergmassens egenskaper. Metodikken benyttet av Skrede (2017) og Dehnavi & Sadeghi (2019) hvor materialets styrke reduseres for å undersøke hvordan svekkelsen forårsaket av slaking påvirker deformasjonene, kunne blitt brukt dersom laboratorieundersøkelsene hadde vist lavere holbarhet mot slaking (lavere SDI).

Numerisk modellering er et kraftig verktøy, men det er viktig å kjenne til begrensningene ved metoden når resultatene skal tolkes. Bruk av faglig dømmekraft bør alltid være en del av en bergmekanisk analyse, men er særlig betydningsfull ved bruk av numeriske modelleringsverktøy. Sitatet fra Hoek & Londe (1974) (hentet fra Palmström & Stille, 2007) gjør seg derfor gjeldende i tolkningen av resultatene fra numerisk modellering.

«The responsibility of the design engineer is not to compute accurately but to judge soundly»

9.6 Kvalitativ vurdering av resultater fra numerisk modellering

Selv om resultatene fra numerisk modellering må tolkes med forsiktighet gir de mye informasjon som er nyttig i stabilitetsanalysen. Hvordan spenningene omfordes ved det planlagte berguttaket vises godt av den tredimensjonale modellen i EX3. Resultatene fra modellen antyder at pilarspenningen er langt lavere enn det som ble antatt i skattepliktig arealmetode. Vertikalspenningen i bergstammen etter uttak er 3,7 MPa, mot 14 MPa i skattepliktig arealmetode. Dette skyldes blant annet at materialet svakhetssonen i EX3-modellen ikke er i stand til å ta opp høye spenninger. Spenningene tas heller opp av det sterke materialet utenfor svakhetssonen hvor ansamlinger av større differensialspenninger påvises (se figur 62). Det understrekes at pilarspenningen er høyere dersom horisontalspenningene er lavere (ref. figur 93 i vedlegg J). De høyeste differensialspenningene i modellen oppstår i hengen på grunn av høye horisontalspenninger. Høye differensialspenninger i berget utenfor svakhetssonen antas ikke å føre til store stabilitetsproblemer da bergmassen i disse områdene er i stand til å ta opp påkjenningen.

Den tredimensjonale EX3-modellen sin styrke er at den på en god måte gjenspeiler bergromsgeometrien i tunnelen. Dette gjør at den gir et godt bilde av hvor på tunnelkonturen spenningsinduserte deformasjoner kan forventes. Lokasjonen av deformasjoner i modellen samsvarer ikke med høye differensialspenninger. Deformasjonene er størst i vegger og vederlag. I disse områdene er den vertikale innspenningen lav. Resultatene tyder derfor på at de høyeste spenningsinduserte deformasjonene ikke skyldes høye tangentialspenninger, men heller lav innspenning i veggene i tunnelen.

Styrkefaktoren som baseres på Hoek-Brown bruddkriterium er lavest i hengen på tunnelen. I svakhetssonen er styrkefaktoren stort sett under 1, mens den er over 1 utenfor svakhetssonen. Sammenligningen mellom plastiske og elastiske materialegenskaper i RS2-modellen viser at deformasjonene i den elastiske modellen er for lave. Det antas derfor at størrelsen på deformasjonene fra den elastiske EX3-modellen også er for lave. Eventuelle deformasjonsmålinger bør sammenlignes med den plastiske RS2-modellen hvor effekten fra bergsikringen også vil gi et mer realistisk bilde av deformasjonene.

Den plastiske todimensjonale RS2-modellens styrke er at den på en bedre måte representerer materialegenskapene på en virkelighetstro måte. Størrelsen på deformasjonene i den plastiske RS2-modellen er derfor mer realistiske enn i EX3-modellen. Effekten av bergsikring undersøkes også i denne modellen.

I tabell 30 vises de mest sentrale resultatene fra den numeriske modelleringen. Pilarspenning og maksimal deformasjon presenteres før og etter berguttaket, mens konvergensmålingene kun presenteres etter berguttaket. De største deformasjonene i modellene fra RS2 er under tunnelsålen i teknisk rom N2. Disse deformasjonene er mindre interessante når stabilitetssituasjonen undersøkes.

Deformasjonene i sørlige del av hengen i dobbeltsporet, hvor kopleingssporet møter den gamle tunnelen, er de mest interessante å undersøke. I denne delen av modellen er «plane strain»-antagelsen mer rimelig enn i N2. I modellen med bergsikring er den største deformasjonen i sørlig del av heng 85 mm, sammenlignet med 184 mm i modellen uten bergsikring. Hovedårsaken til at effekten av bergsikringen ikke reduserer deformasjonene i enda større grad

er at mesteparten av deformasjonene oppstod allerede ved trinnet som representerer uttaket i 2016, hvor 8 cm sprøytebetong og spredt bolting som arbeidssikring var den eneste modellerte sikringen. Den største deformasjonen i modellen med bergsikring før uttaket er 73 mm. Endringen i deformasjon i sørlig del av hengen ved berguttaket er derfor 12 mm.

Tabell 30 Sentrale resultat fra numerisk modellering i dobbeltsporet. Maksimal deformasjon og pilarspenning vises før og etter berguttak.

| | Maksimal deformasjon [mm] | | Konvergens (heng/såle) (A-C) [mm] | Konvergens horisontalt (B-F) [mm] | Pilarspenning [MPa] | |
|---|---------------------------|-------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------|-------|
| | Før | Etter | | | Før | Etter |
| EX3 | 55 | 58 | 46 | 78 | 2,7 | 3,7 |
| RS2 elastisk med uendrede material-egenskaper | 51 | 56 | 56 | 38 | 6,3 | 6,5 |
| RS2 elastisk med endrede material-egenskaper | 23 | 25 | 26 | 19 | 6,7 | 6,9 |
| RS2 plastisk uten sikringsmidler | 332 | 359 | 191 | 288 | 0,7 | 1,0 |
| RS2 plastisk med sikringsmidler | 223 | 224 | 83 | 3 | 3,4 | 3,6 |
| RS2 plastisk med sikringsmidler og 0,46 MPa svelletrykk | - | 243 | 104 | 34 | - | 1,7 |

Sikringen i dobbeltsporet består av systematisk bolting med bolteavstand 1,5 meter og boltelengde 5 meter, utjevningsslag med 15 cm sprøytebetong innerst til berget og prefabrikerte triangulære gitterdragere (#95, 20, 30) dekket med 30 cm sprøytebetong. Gitterbuenes moment-, skjær og trykkapasitet er vist i figur 71. Modelleringen tyder på at sikringskonstruksjonen er i stand til å ta opp ekstra tilleggslaster fra f.eks. svelletrykk da sikkerhetsfaktoren for buer og sprøytebetong er høy ($SF > 1,5$ unntatt noen deler av sprøytebetongen i hengen).

I modellen med svelletrykk på sikringskonstruksjonen øker deformasjonene betydelig. Kapasitetsplott av gitterbuene i modellen antyder imidlertid at buene er i stand til å ta opp tilleggslasten fra svelletrykket (se figur 100 i vedlegg K).

9.7 Forslag til stabilitetsforbedrende tiltak

Analysene som er utført i studien tyder på at installasjon av buer i dobbeltsporet ved teknisk rom N2 vil være et nødvendig stabilitetsforbedrende tiltak. Kartlegging i henhold til Q-systemet og numerisk modellering indikerer at installasjon av buer vil gi tilstrekkelig permanent sikring i dette området.

Koplingssporet har stått flere år med bare enkel arbeidssikring, uten at store stabilitetsproblemer i området har blitt påvist. Oppsprekking av sprøytebetong i N2 og i koplingssporet har imidlertid blitt observert. Oppsprekkingen tyder på tilleggslaster på

bergsikringen, som trolig skyldes svelletrykk. Laboratorietesting bekrefter aggressiv svelleleire i svakhetssonen som krysser tunnelen. Bruk av armerte sprøytebetongbuer (RRS) som sikringsmidler har blitt brukt med suksess i mange svakhetssoner med svelleleire (Statens Vegvesen, 2008).

Svelletrykket fra leirsleppene kan bryte ut blokker og føre til nedfall. De leirholdige sleppenes skjærfasthet kan også reduseres med tiden (NFF, 2008). En situasjon som i Hanekleivtunnelen, hvor svelling førte til nedfall av blokker som bergsikringen ikke var i stand til å holde på plass, må unngås. Denne typen stabilitetsproblem anses som den mest kritiske i området som er undersøkt i denne studien. Det er derfor viktig at bergsikringen som installeres møter problematikken på en tilfredsstillende måte. Ytterligere kartlegging av utholdenhet til sprekker mellom de to leirførende sleppene bør utføres for å undersøke potensialet for et slikt nedfall. Særlig gjelder dette det steile sprekkesettet parallelt med tunnelaksen (sprekkesett 2b). Sprøytebetongbuene bør plasseres på en slik måte at de bidrar til å stabilisere en eventuell kile mellom de to leirsleppene. Fendrende sikring bør installeres i selve leirsleppene for å redusere utviklingen av svelletrykk. Statens Vegvesens rapport *Arbeider foran stuff og stabilitetsikring i vegtunneler* anbefaler maksimal avstand mellom buer på 3 m i svakhetssoner (Statens Vegvesen, 2008).

Skattepliktig arealmetode tyder på at bergstabben mellom dobbeltsporet og teknisk rom N2 i seg selv ikke vil være i stand til å ta opp spenningene den blir utsatt for. Bruk av bolter, sprøytebetong og buer vil bidra til å forsterke bergmassen slik at bergstabben i større grad er i stand til å ta opp spenninger. For å øke pilarstyrken kan bolter installeres tvers gjennom bergstabben, hvorpå boltene deretter forspennes slik at bergstabben får en innspenning (Grøv, 2020). At pilaren er forsterket tilstrekkelig, slik at den støtter opp bergrommet, kan overvåkes av bergspenningsmålinger i bergstabben.

Konvensjonelle armerte sprøytebetongbuer og prefabrikerte gitterbuer kan begge benyttes i Ulriken jernbanetunnel. Både konvensjonelle buer og gitterdragere har sine fordeler og ulemper. Konvensjonelle buer gir større fleksibilitet i tilpasning til av faktisk tunnelprofil. RRS-buene vil derfor gi mindre betongforbruk enn gitterdragere ved eventuelt overberg. De konvensjonelle buene er også enklere å sprøyte inn enn gitterbuene. Fordelen ved bruk av gitterdragere er at tidsbruken ved installasjon er lavere enn for konvensjonelle buer (Statens Vegvesen, 2008). En annen fordel ved gitterbuene er at de gir umiddelbar arbeidssikring etter installasjon, at de gir en momentstiv effekt og reduserer behovet for radiell bolting (personlig kommunikasjon med Tomm Harald Huth, daglig leder i HWE, leverandør av Pantex Gitterbuer).

En ulempe ved gitterbuene er at de gir liten mulighet for deformasjon (NFF, 2008). I svakhetssoner med svelleleire vil fendrende sikringsmidler som muliggjør deformasjoner i berget føre til en betydelig reduksjon i svelletrykket (se figur 12). RRS-buer vil i større grad kunne ta opp deformasjoner dersom sprøytebetongen er av tilstrekkelig kvalitet (NFF, 2008).

Gitterdragere har ikke samme erfaringsbank som de konvensjonelle RRS-buene. Dimensjonering må derfor baseres på beregninger og ikke på empirisk grunnlag slik dimensjonering av de konvensjonelle buene utføres. Numerisk modellering i RS2 viser at gitterdragere vil gi en god sikkerhetsfaktor mot brudd. Modelleringen utført i 2D forenkler imidlertid bergromsgeometrien og geologien såpass at beregningsresultatet anses som usikkert. Dimensjonering av RRS-buer fra Q-systemet anses derfor som sikrere enn dimensjonering av kamstålbuer basert på numerisk modellering, på tross av Q-systemets svakheter.

Dersom Q-systemet benyttes direkte anbefales doble sprøytebetongbuer dekket med 40 cm sprøytebetong (D40 6+2). Q-verdien ligger nær grensen mellom bruk av buer og sikring utelukkende med sprøytebetong og bolter. Økningen av sikringstrykket ved grensen mellom sikringskategori 5 og 6, fra bolting og sprøytebetong til buer, er betydelig. Den spesielle bergromsgeometrien og tilstedeværelsen av svelleleire i leirsleppene kompliserer stabilitetssituasjonen. Dersom bergstabben mellom dobbeltsporet og N2 i liten grad støtter opp resten av bergrommet vil stabiliteten reduseres.

9.8 Vurdering av langtidsstabilitet

Undersøkelsene av svelleegenskapene viser svært høyt svelletrykk (1,54 MPa) og svært høy fri svelling (283 %). Dersom svelletrykket mobiliseres i felt, vil dette kunne føre til ustabilitet ved utpressing av blokker. Nedfall av blokker presset ut av svelleprosesser fra de leirførende sleppene i svakhetssonen anses derfor som det mest kritiske for stabiliteten i området. Av erfaring fra Hanekleivtunnelen er det kjent at det kan ta lang tid før denne typen ustabilitet gir utslag i voldsomme nedfall (Nilsen, 2011).

Resultatene fra Slake Durability Test indikerer at holdbarheten mot slaking i anortositten er høy (SDI₄ mellom 96,4% og 98,9 %). Metagabbroens holdbarhet er noe lavere (SDI₄ = 92,2 %), men også denne klassifiseres med høy holdbarhet (se figur 49 og tabell 18). I tunnelen vil variasjon i fukt i berget skyldes vanndamp fra tunnelen. Slaking forventes derfor ikke å føre til stabilitetsproblemer i dette området. Tildekking av leirinfisert bergmasse anbefales likevel for å redusere muligheten for slaking.

I de beregningsverktøyene som er benyttet i denne studien er en rekke geologiske faktorer basert på antagelser. Som tidligere påpekt medfører derfor analyseresultatene en del usikkerhet, og bergets respons på uttak er vanskelig å forutse. Eurokode 7 anbefaler at observasjonsmetoden tas i bruk i tilfeller hvor bergresponsen er vanskelig å forutsi (European Standard, 2004). Svelling trekkes fram som et stabilitetsproblem hvor observasjonsmetoden anbefales. I observasjonsmetoden inngår å utføre målinger og utvidet kartlegging under utdriving og i bruksfasen for å overvåke om akseptabel stabilitet er tilfredsstillt. Dersom stabiliteten ikke anses som akseptabel må effektive mottiltak være fastsatt på forhånd slik at disse raskt kan iverksettes. Planlagt oppfølging, kontroll, tiltak og utføring av målinger under driving skal planlegges i prosjekteringsfasen (NBG, 2011).

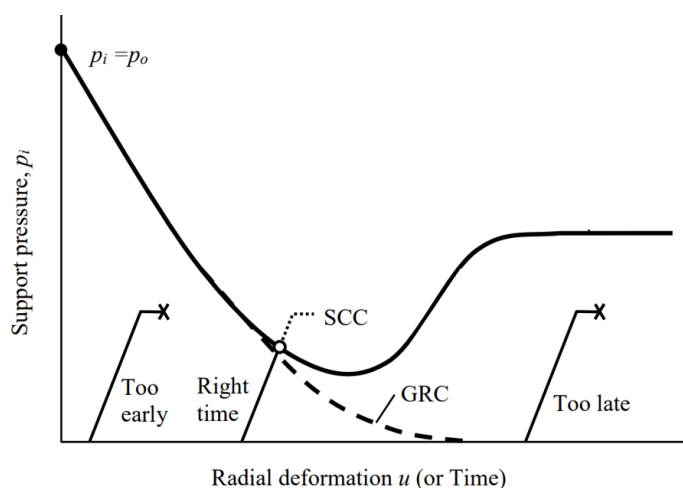
Mottiltak dersom akseptabel deformasjon overskrides kan være å forsterke buene med mer betong, eventuelt mer armering. Dersom deformasjonene fortsetter å øke kan full utstøpning være et aktuelt mottiltak (NFF, 2008).

Ved uttak er det viktig å kartlegge og registrere de leirførende sleppene før de dekkes til med sprøytebetong. Konvergenzmålinger (og/eller borehullseksensometer) bør installeres for å overvåke bergets respons på uttaket, men også for å overvåke langtidsdeformasjoner i tunnelen. Disse bør om mulig installeres i eller nær ved dobbeltsporet ved koplingen mellom ny og gammel jernbanetunnel. Dersom 2D-doorstopper spenningsmålinger utføres i bergstabben mellom dobbeltsporet og teknisk rom N2 vil dette gi verdifull innsikt i belastningen av pilaren. Dersom pilarspenningen avtar med tiden, indikerer dette at pilaren er i ferd med å gå i brudd. En slik utvikling er uheldig for stabiliteten, og bør møtes med mottiltak. For å undersøke belastningen fra bergmassen på sprøytebetongbuene kan lastceller installeres i buene (Grimstad, et al., 2008).

Målinger av spenninger og deformasjoner vil kunne gi verdifull input til de numeriske modellene. Kvaliteten til modellene vil forbedres ved kalibrering mot målinger i felt. Resultatet fra modelleringen vil dermed anses som sikrere. Numerisk modellering viste økning i deformasjonene på tunneloverflaten i hengen fra 73 mm til 85 mm ved berguttaket. Størsteparten av deformasjonene har med andre ord allerede funnet sted før det planlagte berguttaket. Deformasjoner som oppstår umiddelbart etter berguttaket vil heller ikke kunne fanges opp av deformasjonsmålinger dersom disse installeres på et senere tidspunkt. Oppsprekking av sprøytebetong observert i felt bekrefter at deformasjoner har forekommet etter at sprøytebetongen er påført. Hvordan ytterligere deformasjon vil påvirke tunnelstabiliteten er usikkert. Noe deformasjon må tillates for å hindre oppbygning av høyt svelletrykk, men deformasjonene bør ikke bli så store at blokker løsner fra berget omkring. Dersom deformasjonene ikke flater ut med tiden bør motiltak iverksettes.

Ved påføring av et svelletrykk på 0,46 MPa på sikringskonstruksjonen øker maksimal deformasjon i sørlig del av heng i dobbeltsporet fra 85 mm til 106 mm. Denne økningen deformasjon er betydelig, og den numeriske modelleringen understreker dermed at oppbygning av svelletrykk er kritisk for stabilitetssituasjonen.

Støtteeffekten fra bergsikringen aktiveres av deformasjoner med mindre sikringsmidlene forspennes (Li, 2018). Bergets responskurve (GRC) visualiserer hvordan installasjon av bergsikring på riktig tidspunkt, når berget allerede har deformert seg noe, er sentralt for et vellykket bergsikringsdesign (se figur 78). Påkrevd støtetrykk fra bergsikringen reduseres dersom noe deformasjon tillates. Ved berguttaket i Ulriken vil det oppstå deformasjon umiddelbart etter berguttak grunnet spenningsomlagring. Deformasjoner har også funnet sted mellom uttaket i 2016 og det planlagte uttaket i 2021. I et vellykket bergsikringsdesign vil deformasjonene opphøre etter at bergsikringen belastes fordi «support characteristic curve (SCC)» møter GRC og likevekt oppnås.



Figur 78 Bergets responskurve (Ground Response Curve = GRC) plottet mot support characteristic curve (SCC) (Li, 2018 fra Daemen, 1975).

Kritisk deformasjon ved tunnelprosjekter vurderes ulikt fra prosjekt til prosjekt. Flere forfattere forholder seg til tøyning på 1% som grense for deformasjon (Sakurai, 1981; Chern, et al., 1998). Det understrekes at forskjellen for kritisk deformasjon vil være høyere i skviseberg og enn i bergmasse hvor nedfall av løse kiler er stabilitetsproblemet. Grimstad, et al. (2002) setter akseptabel deformasjon til 30 mm for tunnelbredde 20 meter. En lignende tilnærming til akseptabel deformasjon anbefales også for dobbeltsporet ved N2 i Ulriken jernbanetunnel.

Igjen understrekes det at mye av deformasjonene allerede vil ha funnet sted når eventuelle deformasjonsmålinger blir installert, og det vil derfor være et avvik mellom målt deformasjon og faktisk deformasjon.

Laboratorietesting av svelleegenskapene til sleppematerialet og holdbarheten til berget i svakhetssonen er allerede undersøkt, og ytterligere laboratorieundersøkelser anses derfor ikke som nødvendige.

Regelmessige inspeksjoner av tilstanden til bergsikringen (oppsprekking av sprøytebetong og løse bolter) anbefales som et tilskudd under driftsfasen til de andre målingene som utføres i tunnelen.

10 Konklusjon

I denne masteroppgaven er en bergmekanisk analyse for koplingssporet mellom ny og gammel Ulriken jernbanetunnel blitt utført. Felt- og laboratorieundersøkelser er blitt utført, i tillegg til en gjennomgang av tidligere undersøkelser utført ved driving av nytt tunnellop. Studien inkluderer bruk av analytiske- og numeriske verktøy, samt en kvalitativ vurdering av resultatene fra disse analyseverktøyene. De viktigste resultatene fra analysen er:

- Svelleprosesser i leirsleppene og utpressing av kiler anses som det mest kritiske stabilitetsproblemet i området. De to leirsleppene inneholder svært aktiv svelleleire. Orienteringen til de kartlagte sprekkesettene muliggjør dannelse av kiler, som dersom de presses ut av svelleprosesser utgjør et stabilitetsproblem i tunnelen. Resultatene fra numerisk modellering antyder at installasjon av sprøytebetongbuer gir sikringskonstruksjonen mulighet til å ta opp en tilleggsbelastning forårsaket av svelling. Ved uttak av gjenstående bergmasse i koplingssporet anbefales tilstrekkelig kartlegging av sprekkenes utholdenhet for en samlet vurdering av faren for kileutglidning. Utholdenheten til det steile sprekkesett 2b som har strøkretning parallelt med tunnelaksen er særlig kritisk for dannelsen av blokker mellom de to leirsleppene. Konvergensmålinger på tunnelkonturen anbefales sammen med jevnlig inspeksjoner av sikringskonstruksjonen for å overvåke langtidsstabiliteten i bergrommet. Lastceller på sprøytebetongbuene kan vurderes for å overvåke belastningen av buene.
- Selv om prefabrikerte gitterdragere gir umiddelbar arbeidssikring og raskere installasjon enn konvensjonelle RRS-buer, anbefales de konvensjonelle RRS-buene fordi disse buene gir bedre mulighet for deformasjon, og følgelig lavere svelletrykk. Dimensjonering av RRS-buene fra Q-systemet anses som sikrere enn dimensjonering av gitterdragere fra numerisk modellering i dette tilfellet, selv om begge metoder har sine svakheter.
- Bergstappen mellom dobbeltsporet og teknisk rom N2 vil uten sikringsmidler gå i brudd fordi den ikke er i stand til å ta opp pilarspenningene den utsettes for. Installasjon av lastbærende sikringsmidler som sprøytebetongbuer, samt sikringsmidler som øker innspenning av bergstappen vil øke pilarens evne til å støtte opp bergrommet. Tilstanden til pilaren er viktig for stabiliteten i bergrommet. Spenningsmålinger med 2D-doorstopper anbefales derfor fordi denne vil gi verdifull informasjon om hvordan bergstappen belastes.
- Spenningsmålinger i bergstappen vil kunne bidra til viktig input til de numeriske modellene som er benyttet i arbeidet med studien. Dersom retning og størrelse på spenninger er kjent vil resultatet fra den numeriske modellen forbedres. Med antagelsene som er benyttet i arbeidet med denne oppgaven antas de største deformasjonene i vegger og vederlag i dobbeltsporet.
- Resultater fra laboratorietesting av holdbarhet mot slaking (Slake Durability Test) indikerer at slaking ikke vil føre til svekkelse av bergmassen i tunnelens levetid. Slaking vil derfor trolig ikke føre til en enda mer komplisert stabilitetssituasjon.

Det understrekes igjen at analysene som er foretatt er basert på antagelser, som medfører en betydelig usikkerhet i resultatene. Numerisk modellering og analytiske beregninger gir forenklete fremstillinger av de faktiske forhold. Tolkningen av resultatene bør derfor utføres av kyndige geologer, med et kritisk blikk og flittig bruk av faglig dømmekraft.

Referanser

Alitalesh, M., Mollaali, M. & Yazdani, M., 2016. Correlation between uniaxial strength and point load index of rocks. *Japanese Geotechnical Society Special Publication*, 2(12), s. 504-507.

Almenara, J. T., 2020. Rock support design in unlined pressure tunnels excavated in rock masses containing swelling minerals and slaking rock. Recent experiences with the Q-system. *ISRM International Symposium-EUROCK 2020. International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering*.

BaneNOR, 2021a. *Arbeider foran stuff og stabilitetssikring*. Tilgjengelig fra: https://trv.banenor.no/wiki/Tunneler/Prosjektering_og_bygging/Arbeider_foran_stuff_og_stabilitetssikring#Stabilitetssikring [Funnet 21 Mai 2021].

BaneNOR, 2021b. *Arna-Bergen*. Tilgjengelig fra: <https://www.banenor.no/Prosjekter/prosjekter/Arna-Bergen/> [Funnet 20 Januar 2021].

Barton, N., Lien, R. & Lunde, J., 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock mechanics* 6, no. 4, August, s. 189-236.

Bergen byleksikon, 2009. *Bergensbanen*.

Tilgjengelig fra: <https://www.bergenbyarkiv.no/bergenbyleksikon/arkiv/1424509> [Funnet 20 Januar 2021].

Bieniawski, Z., 1973. Engineering classification of jointed rock masses. *Civil Engineer in South Africa* 15, no. 12.

Bieniawski, Z., 1984. *Rock mechanics design in mining and tunneling*. Balkema.

Brattli, B., 2015. *Ingeniørgeologi Løsmasser*. 2. ed. Trondheim: NTNU - Institutt for geovitenskap og petroleum.

Broch, E. & Franklin, J., 1972. THE POINT-LOAD STRENGTH TEST. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts (Vol. 9, No. 6)*, s. 669-697.

Cai, M., Kaiser, P., Tasaka, Y. & Minami, M., 2007. Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(2), s. 247-265.

Celada, B. et al., 2014. Innovating Tunnel Design by an Improved Experience-based RMR System. *Proceedings of the World Tunnel Congress*.

Chern, J. C., Yu, C. & Shiao, F., 1998. Tunnelling in squeezing ground and support estimation. *Proc. Regional Symposium on Sedimentary Rock Engineering, Taipei*.

Daemen, J. J., 1975. *Tunnel Support Loading Caused by Rock Failure*

Deere, D., 1968. Chapter 1: Geological Considerations. In: K. Stagg & C. Zienkiewicz, eds. *Rock Mechanics in Engineering*. John Wiley & Sons.

Dehnavi, R. & Sadeghi, M., 2019. Deterioration of weak rocks over time and its effect on designing tunnel support systems. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 78(2), s. 1045-1046.

Dhakal, G., Yoneda, T., Kato, M. & Kaneko, K., 2002. Slake durability and mineralogical properties of some pyroclastic and sedimentary rocks. *Engineering Geology* 65, s. 31-45.

European Standard, 2004. *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules*

- Fossen, H., 2015. *Grind - Sanviksfjellet*. Tilgjengelig fra: <https://www.grind.no/en/node/454> [Funnet 12 Februar 2021].
- Franklin, J. A., 1985. Suggested method for determining point load strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts (Vol. 22, No. 2)*, April, s. 51-60.
- Franklin, J. & Chandra, R., 1972. The slake-durability test. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, vol. 9, no. 3*, s. 325-328.
- Fuenkajorn, K., 2011. Experimental assessment of long-term durability of some weak rocks. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 70(2)*, s. 203-211.
- Gamble, J., 1971. Durability-Plasticity Classification of Shales and other Argillaceous Rocks. *Ph.D. Thesis, University of Illinois*.
- Goodman, R., 1993. *Engineering Geology*. John Wiley & Sons, Incorporated.
- Grimstad, E. et al., 2002. ROCK MASS QUALITY Q USED IN DESIGNING REINFORCED RIBS OF SPRAYED CONCRETE AND ENERGY ABSORPTION.
- Grimstad, E., Tunbridge, L., Bhasin, R. & Aarset, A., 2008. Measurements of forces in reinforced ribs of sprayed concrete. *Proceedings of the 5th international conference on wet-mix sprayed concrete for rock support*.
- Grøv, E., 2020. *Bergartenes elastisitet og styrke*. NTNU - TGB4185 Ingeniørgeologi, grunnkurs.
- Halseth, R. T., 2018. *Stability assesment of the headrace tunnel system at Brattset Hydropower Project*, M.Sc. NTNU.
- Hoek, E., 1994. Strength of Rock and Rock Masses. *ISRM News Journal Volume 2 Number 2*, s. 4-16.
- Hoek, E., 2005. Uniaxial compressive strength versus Global strength in the Hoek-Brown criterion. *RocScience*.
- Hoek, E., 2006. *Practical Rock Engineering*.
- Hoek, E. & Brown, E., 1997. Practical Estimates of Rock Mass Strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 34(8)*, s. 1165-1186.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. & Corkum, B., 2002. HOEK-BROWN FAILURE CRITERION – 2002 EDITION. *Proceedings of NARMS-Tac, 1(1)*, s. 267-273.
- Hoek, E., Carter, T. & Diederichs, M., 2013. Quantification of the geological strength index chart. *47th US rock mechanics/geomechanics symposium. American Rock Mechanics Association*.
- Hoek, E. & Diederichs, M., 2006. Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 43*, s. 203-215.
- Hoek, E. & Londe, P., 1974. The design of rock slopes and foundations. *General report of Third Congress of the International Society for Rock Mechanics, Denver*.
- Holter, K. G., 2020. Permanent lining and waterproofing systems. *TGB4190 Engineering Geology Rocks AC*.
- Holøs, B., 2020. *SNL - Bergensbanen*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/Bergensbanen> [Funnet 20 Januar 2021].
- Hong, K., Han, E. & Kang, K., 2017. Determination of geological strength index of jointed rock mass based on image processing. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 9(4)*, s. 702-708.

HWE, 2021. *PANTEX*. Tilgjengelig fra: <https://www.hwe.no/produktkatalog/tunnelsikring/pantex/> [Funnet 05 Mai 2021].

ISRM, 1977. SUGGESTED METHODS FOR DETERMINING SWELLING AND SLAKE-DURABILITY INDEX PROPERTIES.

ISRM, 1979. *Suggested Methods for Determining the Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rock Materials*, International Society for Rock Mechanics.

Kaiser, P. K. & Tannant, D. D., 2001. The Role of Shotcrete in Hard-Rock Mines. In: *TGB 4212 Advanced Rock Mechanics, Chapter 4 Rock Support*.

Koncagül, E. & Santi, P., 1999. Predicting the unconfined compressive strength of the Breathitt shale using slake durability, Shore hardness and rock structural properties. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36(2), s. 139-153.

Kontogianni, V., Tzortzis, A. & Stiros, S., 2004. Deformation and Failure of the Tymfristos Tunnel, Greece. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 130(10), s. 1004-1013.

Kveldsvik, V. et al., 2011. The largest underground railway station in Europe—Site investigations, excavation methods and design of rock support. *Proceedings of Fjellsprengningskonferansen*, (24).

Li, C. C., 2018. *TGB4210 Rock Mechanics*. NTNU.

Li, C. C., 2019. *TGB 4212 Bergmekanikk VK*. NTNU.

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

Mao, D., Nilsen, B. & Lu, M., 2012. Numerical analysis of rock fall at Hanekleiv road tunnel. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 71(4), s. 783-790.

mindat.org, 2021. *Definition of qapf diagram*. Tilgjengelig fra: https://www.mindat.org/glossary/qapf_diagram [Funnet 15. Februar 2021].

NBG, 1985. *Ingeniørgeologi-Berg Håndbok*. Norsk Bergmekanikkgruppe, Tapir Forlag.

NBG, 2011. *VEILEDER FOR BRUK AV EUROKODE 7 TIL BERGTEKNISK PROSJEKTERING*, Norsk Bergmekanikkgruppe.

NFF, 2008. *Håndbok nr.5 - Tung bergsikring i undergrunnsanlegg*. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.

NFF, 2020. *Bergbolting Håndbok nr 11*. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk.

NGI, 2015. *Bruk av Q-systemet - Bergmasseklassifisering og bergforsterking*. Oslo: Norges Geotekniske Institutt.

NGU, 2020. *Anortosit*. Tilgjengelig fra: <https://www.ngu.no/emne/anortosit> [Funnet 27 Januar 2021].

Nilsen, B., 2011. Cases of instability caused by weakness zones in Norwegian tunnels. *Bulletin of engineering geology and the environment*, s. 7-13.

Nilsen, B., 2016. *Ingeniørgeologi-Berg Grunnkurskompendium*. Trondheim: NTNU - Institutt for geologi og bergteknikk.

Nilsen, B. & Palmström, A., 2000. *Engineering Geology and Rock Engineering - Handbook No 2*. Oslo: Norwegian Group for ROCK MECHANICS (NBG).

- Norconsult AS, 2013. *Ulriken Tunnel Ingeniørgeologisk - hydrogeologisk rapport for konkurransegrunnlag*, Jernbaneverket.
- Palmström, A., 1995. RMI-a rock mass characterization system for rock engineering purposes. *Ph.D. Thesis, University of Oslo*.
- Palmström, A. & Stille, H., 2007. Ground behaviour and rock engineering tools for underground excavations. *Tunnelling and Underground Space Technology* 22(4), s. 363-376.
- Panthi, K. K., 2006. Analysis of engineering geological uncertainties related to tunnelling in Himalayan rock mass conditions. *Ph.D. Thesis - NTNU*.
- Panthi, K. K., 2020. TUNNEL MONITORING METHODS. *TGB4190 - Lecture Slides*.
- Parker, J., 1974. Practical rock mechanics for miners, Part 7: The logical way to design mine pillars. I: *TGB42112 Compendium*.
- Ramberg, I. B., Bryhni, I., Nøttvedt, A. & Rangnes, K., 2013. *Landet blir til - Norges geologi*. 2. ed. Norsk Geologisk Forening.
- Rocscience, 2020. *3D Modelling of Underground Excavations with EX3 and RS3*. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/about/news-events/3d-modelling-of-underground-excavations-with-ex3-and-rs3> [Funnet 29 Januar 2021].
- RocScience, 2021. *Plane Strain Analysis Settings in RS2*. Tilgjengelig fra: https://www.rocscience.com/help/rs2/phase2_model/plane_strain_analysis.htm [Funnet 4 Mai 2021].
- Sakurai, S., 1981. Direct strain evaluation technique in construction of underground opening. *The 22nd US Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*. American Rock Mechanics Association.
- Scheldt, T., 2002. Comparison of Continuous and Discontinuous Modelling for Computational Rock Mechanics. *Ph.D. Thesis - NTNU*, Desember.
- Seedsman, R., 1986. The behaviour of clay shales in water. *Canadian Geotechnical Journal*, 23(1), s. 18-22.
- Selen, L., Panthi, K. K. & Vistnes, G., 2020. An analysis on the slaking and disintegration extent of weak rock mass of the water tunnels for hydropower project using modified slake durability test. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 79(4), s. 1919-1937.
- Selmer-Olsen, R., 1966. *Alminnelig geologi og ingeniørgeologi*. 2. rev. utg. ed. Tapir.
- Selmer-Olsen, R., 1970. *Problems with swelling clays in Norwegian underground constructions in hard rocks*, Stockholm: Statens Geotekniska Institut.
- Sharma, P. & Singh, T., 2008. A correlation between P-wave velocity, impact strength index, slake durability index and uniaxial compressive strength. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 67(1), s. 17-22.
- SINTEF, 2015. *Undersøkelse av svelleegenskaper - Sleppemateriale fra Ulriken tunnel*
- Skrede, S.-E., 2017. *Stability Assessment of Hydropower Tunnel in Swelling and Slaking Rock Mass*, Masteroppgave (NTNU - Institutt for geovitenskap og petroleum).
- SNL, 2020. *Charnokitt*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/charnockitt> [Funnet 27 Januar 2021].
- SNL, 2020. *smektitt*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/smektitt> [Funnet 16 Februar 2021].
- Statens Vegvesen, 2006. *Håndbok 021 Vegtunneler*, Vegdirektoratet.

Statens Vegvesen, 2008. *Teknologirapport nr. 2538 Arbeider foran stoff og stabilitetssikring i vegtunneler*, Vegdirektoratet Teknologiavdelingen.

StructX, 2021. *Fixed Arch - Parabolic - PL at Any Point*. Tilgjengelig fra: https://structx.com/Arch_Formulas_021.html?fbclid=IwAR1INWeFVxCMrE0wzL2GpV1CdRobIJJa02IZTFMyr0KYZtNmqxR9CpXPfvwU [Funnet 12 Mai 2021].

Tjelmeland, H., 2017. *Nye Ulriken tunnel - Geologi og bergsikring - Km 463.060 - 463.210 (ikke publisert)*, BaneNOR.

Tjelmeland, H., 2017. *Vurdering av stabilitet i bergstabbe ved teknisk rom N2 - Mailutveksling*.

Toft, J. T., 2020. *Beskrivelse av problemer knyttet til svelling og slaking i svakhetssoner*, NTNU - Prosjektoppgave (ikke publisert: kontakt forfatter for tilgang).

Tsidzi, K., 1987. Foliation index determination for fine grained metamorphic rocks. *Bulletin of the international association of engineering geology*, vol 36, s. 81-88.

Tveit, M., 2018. *Undersøkelser av sprengningsskadesonen for vurdering av hydraulisk konduktivitet i bergmassen rundt sprengte tunneler*, M.Sc. NTNU.

Vegdirektoratet, 2016. *Håndbok R210 - Laboratorieundersøkelser*. Statens Vegvesen.

Venvik, R. G. F., 2003. *Bruddsystem og spenningsfelt tilknyttet tunneltraséen Ringveg Vest i Bergen*, M.Sc. UiB.

Vevatne, S., 2019. *Stabilitetsanalyser av koblingssonen i Fløyfjellstunnelen i Bergen*, M.Sc., NTNU.

VIKØrsta, 2021. *CT-bolt M20*. Tilgjengelig fra: <https://www.vikorsta.no/bergsikring/produkt/ct-bolt-m20/> [Funnet 21 Mai 2021].

Vollen, Ø., 2013. *Mekanikk for ingeniører - statikk og fasthetslære*. NKI forl..

Vedlegg

| | |
|--|-------|
| A Verdier for Hoek-Brown konstanten m_i | II |
| B Verdier for forstyringsfaktoren D | III |
| C Resultat fra undersøkelser av svelleegenskaper | IV |
| D Observasjonsmetoden og tiltak ved ulike stabilitets-problemer..... | V |
| E Valg av k_{50} -verdi basert på punktlaststyrken | VII |
| F Klassifiseringer av styrke og holdbarhet..... | VIII |
| G Geologi- og bergsikringsnotat fra nytt tunnellop og teknisk rom N2 | IX |
| H Resultater fra laboratorieundersøkelser | XI |
| Punktlasttest..... | XI |
| Slake Durability Test | XVI |
| I Beregning av bøyemoment på gitterbue | XVIII |
| J EX3-modellering | XIX |
| K RS2-modellering | XXIV |

A Verdier for Hoek-Brown konstanter m_i Tabell 31 Verdier for konstanter m_i for intakt berg for ulike bergarter (Hoek, 2006)






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

* Conglomerates and breccias may present a wide range of m_i values depending on the nature of the cementing material and the degree of cementation, so they may range from values similar to sandstone to values used for fine grained sediments.

** These values are for intact rock specimens tested normal to bedding or foliation. The value of m_i will be significantly different if failure occurs along a weakness plane.

B Verdier for forstyringsfaktoren D

Tabell 32 Verdier for forstyringsfaktoren D avhengig av skader fra utsprenning og spenningsavlastning ved berguttak (Hoek, 2006)

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

C Resultat fra undersøkelser av svelleegenskaper

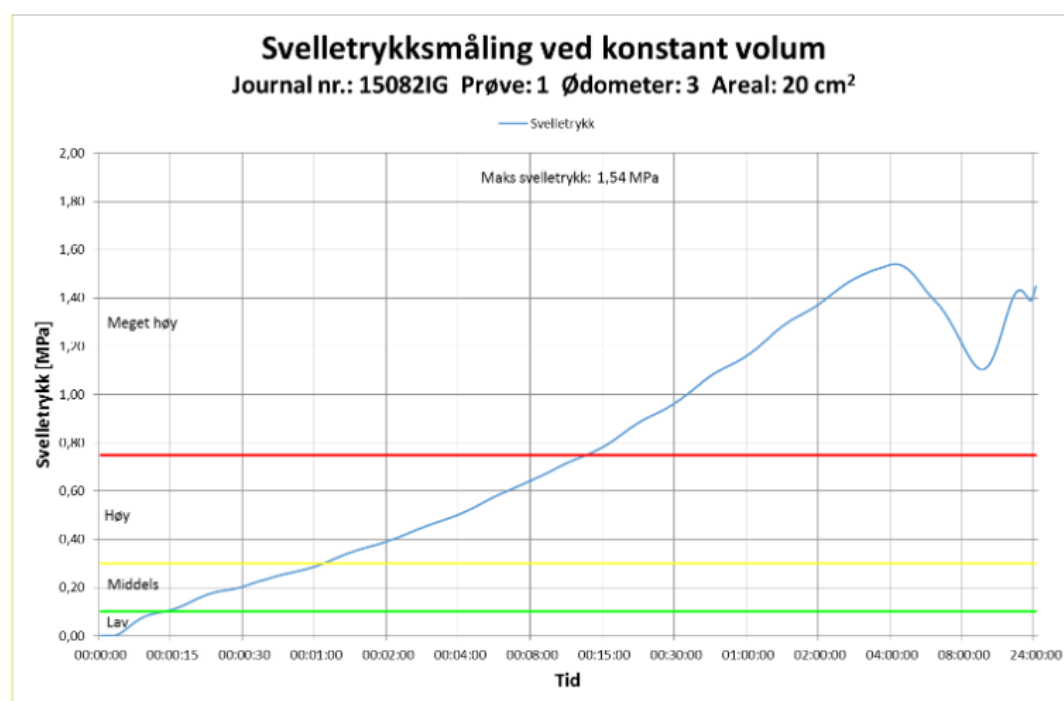


Resultat svelletrykk

På bakgrunn av analysene som er utført kan følgende anføres om svulleegenskapene til den undersøkte prøven.

Testresultat:

| Prøvemerkning | Andel materiale < 20 µm [%] | Fri svelling [%] | Svelletrykk [MPa] |
|--|-----------------------------|--------------------|---------------------|
| Bergstabe mellom spor 2 og eksisterende tunnel – 463.103 | 16 | 283 (Meget høy) | 1,54 (Meget Høy) |



Klassifisering:

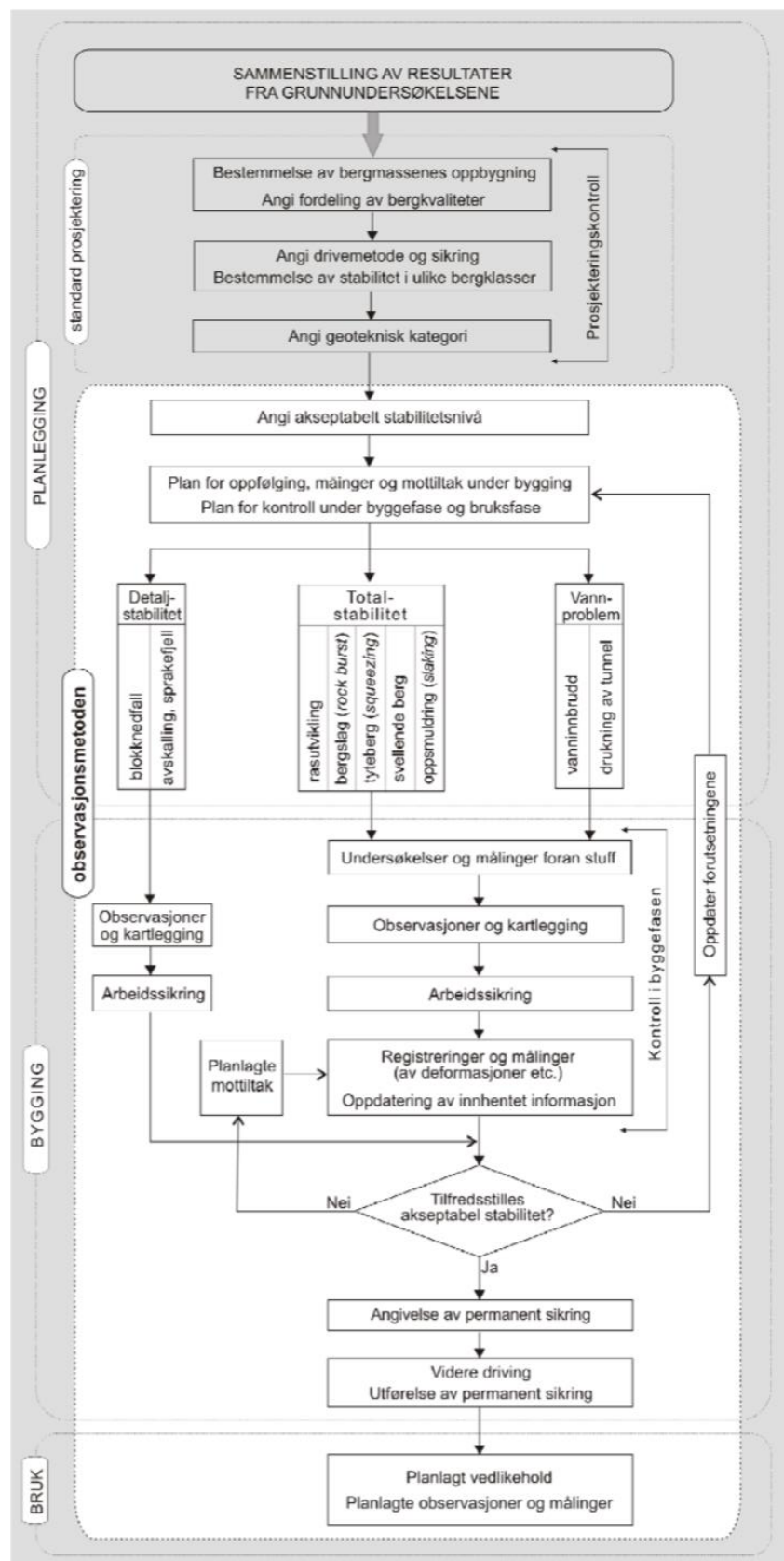
Ved vurdering av svulleleirer benyttes gjerne følgende inndeling.

| Klassifisering | Fri svelling ¹⁾ [%] | Svelletrykk ¹⁾ [MPa] |
|----------------|--------------------------------|---------------------------------|
| Meget høy | > 200 | > 0,75 |
| Høy | 140 – 200 | 0,30 – 0,75 |
| Middels | 100 – 140 | 0,10 – 0,30 |
| Lav | < 100 | < 0,10 |

¹⁾ Klassifisering av fri svelling og svulletrykk i henhold til NBG (1985)

Figur 79 Undersøkelse av svulleegenskaper - Sleppeprøve fra Ulriken tunnel, Bergstabe mellom spor 2 og eksisterende tunnel 436.103

D Observasjonsmetoden og tiltak ved ulike stabilitetsproblemer



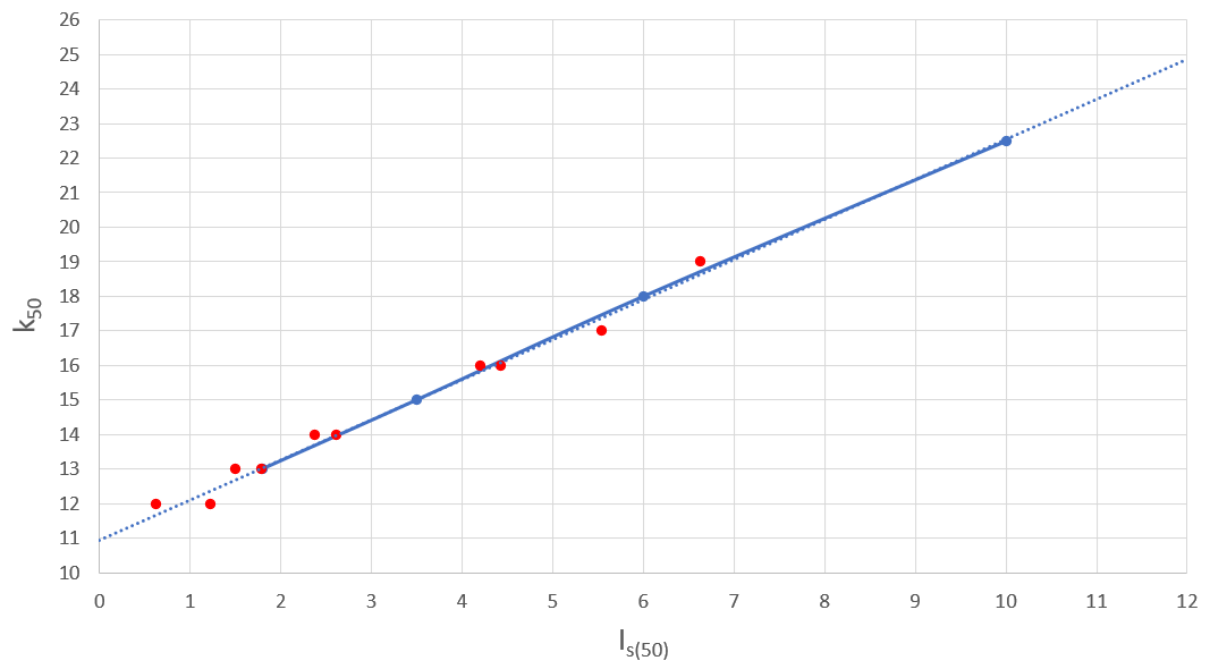
Figur 80 Flytskjema for prinsipp for prosjektering med observasjonsmetoden (NBG, 2011).

Tabell 33 Generell klassifisering av stabilitetsforhold og aktuelle tiltak under bygging (NBG, 2011).

| TYPE STABILITET / BERGKLASSE (uten sikring og andre tiltak) | | TILTAK | | |
|--|----------|---|--|---|
| | | UNDER DRIVING AV TUNNELEN ²⁾ | | UNDER BRUK AV TUNNELEN |
| | | Oppfølging/målinger/kontroll (utover kontroll av grunnforhold og sikring før prosjektet tas i bruk) | Aktuelle tiltak under driving (utover vanlig stabilitetssikring ¹⁾) | Aktuelle tiltak utover observasjoner/vanlig vedlikehold |
| Stabilt | A | Befaringer for å sjekke at antatt bergkvalitet forekommer | | - |
| Nedfall av enkeltblokker/fragmenter | B | Ingeniørgeologisk kartlegging før tildekking av sprøytebetong | | - |
| Nedfall av mange blokker/ras | C/D | <ul style="list-style-type: none"> - Observasjon og kartlegging av bergforholdene etter hver salve før tildekking med sprøytebetong - Oppfølging av driving og av utførelse av sikringsarbeider - Oppfølging av måleresultater (konvergensmålinger etc.) | <ul style="list-style-type: none"> - Sonderboring/kjerneboring - Forbolter m/ytre ende festet - Forinjeksjon for bedring av stabiliteten - Redusert salvelengde og/eller oppdeling av salven - Sprøytebetong hurtig etter sprengning, også om nødvendig på stoffen - Ekstra forsterkning med, for eksempel, installasjon av buer/ribber eller utstøpning | <ul style="list-style-type: none"> - Konvergensmålinger - Lab.testing av leire |
| Store innlekkasjer/vanninnbrudd | k/K | <ul style="list-style-type: none"> - Registrering av lekkasjer på stoff - Registrering av lekkasjer i sonderhull | <ul style="list-style-type: none"> - Sonderboring - Forinjeksjon m/kontrollhull - Drenering | Tiltak avhenger av bruk av tunnelen/bergrommet |
| Svelleberg (svelleleire på slepper og/eller i omdannet berg) | E | <ul style="list-style-type: none"> - Kartlegging og registreringer før tildekking med sprøytebetong - Deformasjons-/konvergensmålinger | <ul style="list-style-type: none"> - Utvidelse av tunnelvernsnitt - Lab-tester av leirmateriale | <ul style="list-style-type: none"> - Konvergensmålinger - Lab.testing av leire (svelletrykk e.l.) |
| Deformasjoner/skvising | f/F | <ul style="list-style-type: none"> - Kartlegging før tildekking - Oppfølging av driving og sikringsarbeider - Deformasjons-/konvergensmålinger | <ul style="list-style-type: none"> - Planlagt arbeidssikring (sprøytebetong og bolter) - Utvidelse av tunnelvernsnitt - Evt. ekstra forsterkning | <ul style="list-style-type: none"> - Konvergensmålinger |
| Bukling/sprakefjell/bergslag | (g)/g /G | <ul style="list-style-type: none"> - Kartlegging før tildekking av sprøytebetong | <ul style="list-style-type: none"> - Sprøytebetong etter hver salve, evt. også på stoffen - Spenningsmålinger | <ul style="list-style-type: none"> - Spenningsmålinger |
| Oppsmuldring ("slaking") | J | <ul style="list-style-type: none"> - Kartlegging før tildekking av betong - Registrering av bergartsegenskaper | <ul style="list-style-type: none"> - Hurtig tildekking/påføring av sprøytebetong - Ekstra forsterkning - Lab-tester | <ul style="list-style-type: none"> - Lab-tester |

¹⁾ Dette er stabilitetssikring i form av rensk, sprøytebetong og bolter som er tilpasset de stedlige bergforholdene.

²⁾ For alle klassene gjelder utarbeidelse av prognose for den videre driften. Dette er særlig aktuelt i klassene C – F og K der prognoser for neste salver / for neste 10 – 25 m tunnel bør utarbeides og kontinuerlig oppdateres.

E Valg av k_{50} -verdi basert på punktlaststyrken

Figur 81 Lineær regresjon av middelverdier for anbefalt k_{50} fra tabell 9. Røde prikker representerer punktlaststyrken til de testede bergartsenhetene (se tabell 14).

F Klassifiseringer av styrke og holdbarhet

Klassifisering av bergets styrke basert på punktlastindeksen $I_{s(50)}$ er gitt i tabell 34.

Tabell 34 Klassifisering av punktlaststyrken (Nilsen & Palmström, 2000 fra Bieniawski, 1984)

| Punktlastindeks, I_s [MPa] | Styrkeklassifisering |
|------------------------------|----------------------|
| > 8 | Svært høy styrke |
| 4 – 8 | Høy styrke |
| 2 – 4 | Middels styrke |
| 1 – 2 | Lav styrke |
| < 1 | Svært lav styrke |

Klassifisering av styrkeanisotropien til berget $I_{a(50)}$ er gitt i tabell 35.

Tabell 35 Klassifisering av styrkeanisotropien til berget (Nilsen & Palmström, 2000 fra Palmström, 1995 og Tsidzi, 1987)

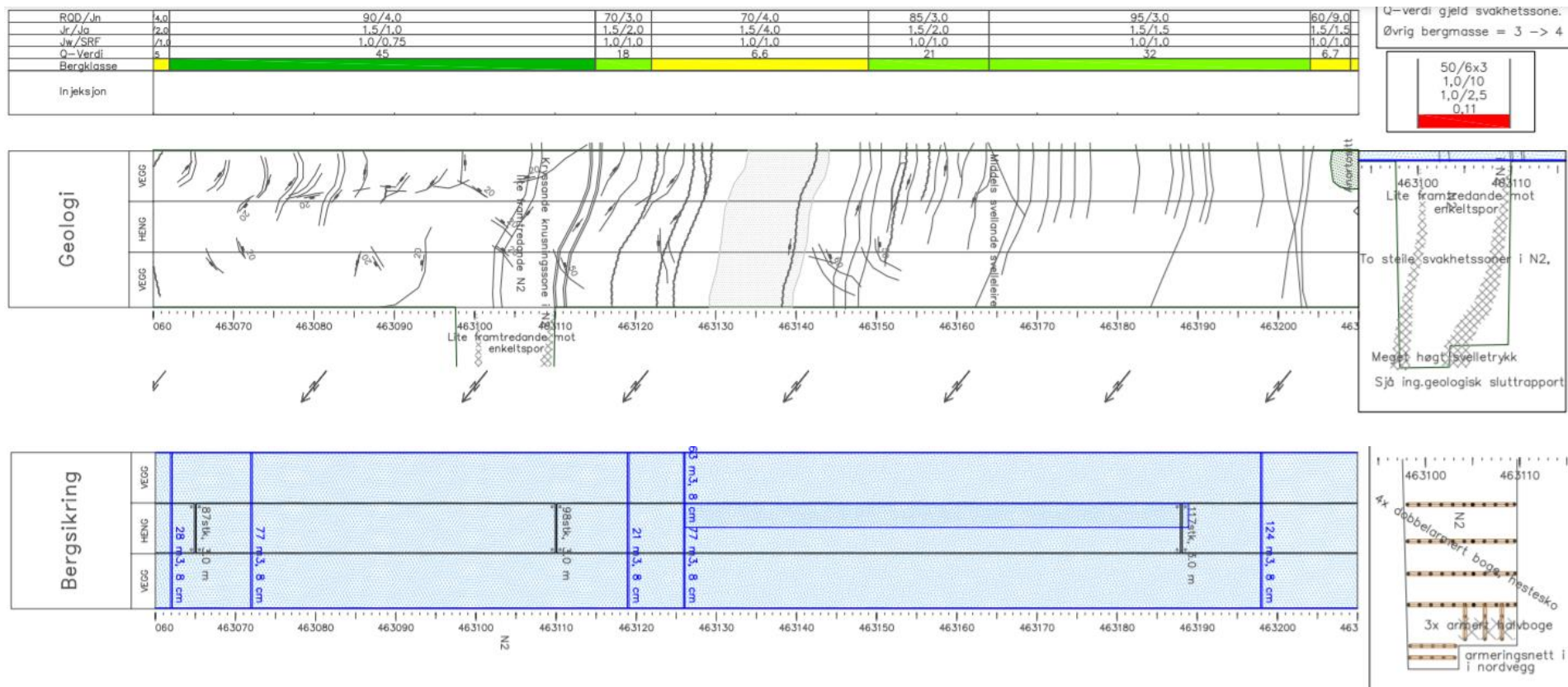
| Anisotropiindeks, I_a | Klassifisering |
|-------------------------|-----------------------------|
| 1 – 1,2 | Isotrop berg |
| 1,2 – 1,5 | Nokså isotrop berg |
| 1,5 – 2 | Moderat anisotrop berg |
| 2 – 2,5 | Sterkt anisotrop berg |
| > 2,5 | Svært sterkt anisotrop berg |

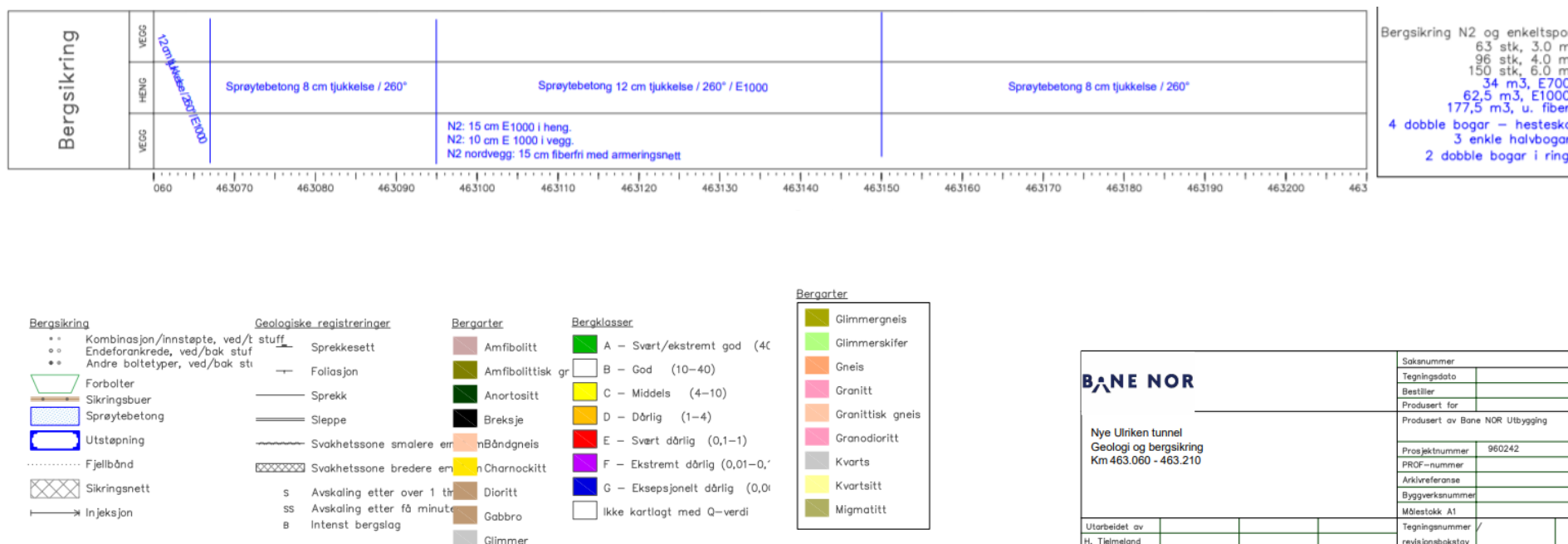
Klassifisering av bergets holdbarhet mot slaking etter to sykluser av slake durabilty test er gitt i tabell 36.

Tabell 36 Klassifisering av holdbarhet mot slaking (Franklin & Chandra, 1972 fra Gamble, 1971).

| SDI ₂ | Klassifisering av holdbarhet |
|------------------|------------------------------|
| > 98 % | Svært høy |
| 95 – 98 % | Høy |
| 85 – 95 % | Middels høy |
| 60 - 85 % | Middels |
| 30 – 60 % | Lav |
| < 30 % | Svært lav |

G Geologi- og bergsikringsnotat fra nytt tunnelløp og teknisk rom N2





Figur 82 Notat av kartlegging av bergmassekvalitet, sprekkekartlegging og permanent sikring utført ved uttak av nytt tunneløp i 2016. Skaffet til veie av Helge Tjelmeland (ansvarlig ingeniørgeolog for Ulriken jernbanetunnel).

H Resultater fra laboratorieundersøkelser

I dette vedlegget følger resultater fra punktlasttest og Slake Durabilty Test utført ved ingeniørgeologisk og bergmekanisk laboratorium ved NTNU i februar 2021.

Punktlasttest

Tabell 37 Resultater fra punktlasttest av bergartsenheten An1, vannmettet.

| Punktlasttest, vannmettet An1 | | | | | | | Dato: 23.02.21 | |
|---|--------|--------|--------|--------|----------------------------|-------------|----------------|-------------------|
| Testing av metamorfisert anortositt (An1) fra Ulriken jernbanetunnel med innslag av gabbroide sømmer. Håndstykker hentet fra tunnelveggen i gammelt tunnellop og saget til blokker før testing. | | | | | | | | |
| Prøvestykker: 19 blokker/kuboider kappet med diamantsag og vannmettet i 14 dager før testing. Til sammen ble 29 tester utført hvorav 26 godkjente. 15 godkjente prøver parallelt på foliasjonen og 11 godkjente normalt på foliasjonen. | | | | | | | | |
| Ikke godkjente prøver markert med rødt, mens prøver ikke tatt med i gjennomsnittsberegning er merket med gult. | | | | | | | | |
| Testene ble utført på en RocTest PIL-7 punktlastesster (serienummer: 048A1900013), hvor lasten avleses som et trykk i MPa og må korrigeres med faktoren 0,965 kN/MPa. Verdien P i tabellene er korrigert med denne faktoren. | | | | | | | | |
| Prøve- navn | Type | W [mm] | D [mm] | P [kN] | D_e^2 [mm ²] | I_s [MPa] | F | $I_{s(50)}$ [MPa] |
| An1-1 | // b | 44,7 | 38,1 | 10,42 | 2168 | 4,81 | 0,97 | 4,65 |
| An1-2 | // irr | 38,5 | 27,6 | 1,81 | 1353 | 1,34 | 0,87 | 1,17 |
| An1-3 | // irr | 43,9 | 37,0 | 7,97 | 2068 | 3,85 | 0,96 | 3,69 |
| An1-4 | // irr | 43,7 | 32,1 | 7,64 | 1786 | 4,28 | 0,93 | 3,97 |
| An1-5 | ⊥ b | 34,2 | 19,0 | 6,87 | 827 | 8,30 | 0,78 | 6,48 |
| An1-6 | // irr | 34,8 | 26,8 | 3,15 | 1187 | 2,65 | 0,85 | 2,24 |
| An1-7 | // irr | 36,5 | 34,7 | 10,98 | 1613 | 6,81 | 0,91 | 6,17 |
| An1-8 | // irr | 41,9 | 28,7 | 6,62 | 1531 | 4,32 | 0,90 | 3,87 |
| An1-9 | ⊥ irr | 34,8 | 26,4 | 3,72 | 1170 | 3,18 | 0,84 | 2,68 |
| An1-10 | ⊥ irr | 47,8 | 21,8 | 9,77 | 1327 | 7,36 | 0,87 | 6,38 |
| An1-11 | // irr | 36,8 | 27,4 | 7,28 | 1284 | 5,67 | 0,86 | 4,88 |
| An1-12 | ⊥ b | 49,1 | 28,3 | 12,80 | 1769 | 7,23 | 0,93 | 6,69 |
| An1-13 | // b | 38,7 | 26,0 | 8,65 | 1281 | 6,75 | 0,86 | 5,81 |
| An1-14 | // irr | 35,8 | 31,7 | 5,31 | 1445 | 3,67 | 0,88 | 3,25 |
| An1-15 | // irr | 40 | 29,1 | 6,87 | 1482 | 4,64 | 0,89 | 4,12 |
| An1-16 | ⊥ irr | 29,5 | 24,8 | 9,46 | 932 | 10,15 | 0,80 | 8,13 |
| An1-17 | // irr | 40,7 | 26,3 | 4,98 | 1363 | 3,65 | 0,87 | 3,19 |
| An1-18 | // irr | 40,6 | 24,8 | 5,27 | 1282 | 4,11 | 0,86 | 3,54 |
| An1-19 | // b | 38,9 | 28,4 | 7,22 | 1407 | 5,13 | 0,88 | 4,51 |
| An1-20 | // b | 38,2 | 28,1 | 5,73 | 1367 | 4,19 | 0,87 | 3,66 |
| An1-21 | ⊥ irr | 28,6 | 20,0 | 6,87 | 728 | 9,43 | 0,76 | 7,15 |
| An1-22 | // irr | 23,1 | 38,0 | 10,38 | 1118 | 9,29 | 0,83 | 7,75 |
| An1-23 | // irr | 41,7 | 32,8 | 6,76 | 1741 | 3,88 | 0,92 | 3,58 |
| An1-24 | ⊥ irr | 33,3 | 21,8 | 7,14 | 924 | 7,73 | 0,80 | 6,18 |
| An1-25 | ⊥ irr | 34,9 | 31,9 | 13,30 | 1418 | 9,38 | 0,88 | 8,26 |
| An1-26 | ⊥ irr | 39,4 | 25,9 | 11,27 | 1299 | 8,67 | 0,86 | 7,49 |
| An1-27 | // b | 44,6 | 42,1 | 12,82 | 2391 | 5,36 | 0,99 | 5,31 |
| An1-28 | ⊥ b | 42 | 23,3 | 8,80 | 1246 | 7,06 | 0,85 | 6,04 |
| An1-29 | ⊥ b | 42,3 | 32,7 | 9,75 | 1761 | 5,53 | 0,92 | 5,11 |

// = parallelt med foliasjonsretningen
 ⊥ = normalt på foliasjonsretningen
 b = blokkprøve (kuboider)
 irr = irregulært prøvestykke

Gjennomsnittlig $I_{s(50),\perp}$ = 6,63 MPa (høy styrke)

Gjennomsnittlig $I_{s(50),//}$ = 4,20 MPa (høy styrke)

Anisotropiindeksen I_a = 1,58 (moderat anisotrop)

Tabell 38 Resultat fra punktlasttest av bergartsenheten An2, vannmettet

| Punktlasttest, vannmettet An2 | | | | | | | Dato: 23.02.21 | |
|---|--------|--------|--------|--------|------------------------------------|----------------------|----------------|--------------------------|
| Testing av forvitret metamorfisert anortositt fra koplingstunnelen mellom nytt og gammelt tunneløp i Ulriken jernbanetunnel. Prøvene stammer fra bergstaben mellom koplingssporet og teknisk rom N2. Delvis leirinfisert og med innslag av gabbroide sømmer. | | | | | | | | |
| Prøvestykker: 15 blokker/kuboider saget på forhånd med diamantsag fra ulike håndstykker. Vannmettet i 14 dager før testing. Til sammen ble 24 tester utført, hvorav 23 godkjente tester. 9 godkjente tester parallelt med foliasjonsretningen og 14 godkjente normalt på foliasjonsretningen. Parallelt med foliasjonen er derfor bare én øverste og én nederste verdi strøket i beregning av gjennomsnittet. | | | | | | | | |
| Ikke godkjente prøver markert med rødt, mens prøver ikke tatt med i gjennomsnittsberegning i henhold til standarden er merket med gult. | | | | | | | | |
| Testene ble utført på en RocTest PIL-7 punktlastesster (serienummer: 048A1900013), hvor lasten avleses som et trykk i MPa og må korrigeres med faktoren 0,965 kN/MPa. Verdien P i tabellene er korrigert med denne faktoren. | | | | | | | | |
| Prøve- navn | Type | W [mm] | D [mm] | P [kN] | De ² [mm ²] | I _s [MPa] | F | I _{s(50)} [MPa] |
| An2-1 | // irr | 47,4 | 29,5 | 2,57 | 1780 | 1,44 | 0,93 | 1,34 |
| An2-2 | // b | 45 | 34,2 | 8,49 | 1960 | 4,33 | 0,95 | 4,10 |
| An2-3 | // b | 38,1 | 22,0 | 3,05 | 1067 | 2,86 | 0,83 | 2,36 |
| An2-4 | ⊥ irr | 36,5 | 24,3 | 12,26 | 1129 | 10,85 | 0,84 | 9,08 |
| An2-5 | // b | 39,6 | 27,8 | 0,87 | 1402 | 0,62 | 0,88 | 0,54 |
| An2-6 | // b | 41,2 | 26,1 | 1,18 | 1369 | 0,86 | 0,87 | 0,75 |
| An2-7 | // b | 47,6 | 34,8 | 1,16 | 2109 | 0,55 | 0,96 | 0,53 |
| An2-8 | ⊥ b | 39,4 | 27,1 | 6,95 | 1359 | 5,11 | 0,87 | 4,46 |
| An2-9 | ⊥ b | 37,6 | 34,7 | 3,34 | 1661 | 2,01 | 0,91 | 1,83 |
| An2-10 | ⊥ irr | 43,3 | 27,1 | 4,67 | 1494 | 3,13 | 0,89 | 2,78 |
| An2-11 | ⊥ b | 48,6 | 32,6 | 9,67 | 2017 | 4,79 | 0,95 | 4,57 |
| An2-12 | ⊥ b | 48,3 | 36,3 | 5,27 | 2232 | 2,36 | 0,97 | 2,30 |
| An2-13 | // irr | 37,1 | 27,8 | 2,16 | 1313 | 1,65 | 0,87 | 1,42 |
| An2-14 | // irr | 36,2 | 27,7 | 3,05 | 1277 | 2,39 | 0,86 | 2,05 |
| An2-15 | ⊥ b | 47 | 28,7 | 7,91 | 1717 | 4,61 | 0,92 | 4,23 |
| An2-16 | ⊥ irr | 40,9 | 24,3 | 7,89 | 1265 | 6,24 | 0,86 | 5,35 |
| An2-17 | ⊥ irr | 43,5 | 20,7 | 7,35 | 1146 | 6,41 | 0,84 | 5,38 |
| An2-18 | ⊥ irr | 44 | 30,4 | 9,57 | 1703 | 5,62 | 0,92 | 5,16 |
| An2-19 | // irr | 32,8 | 23,5 | 2,16 | 981 | 2,20 | 0,81 | 1,78 |
| An2-20 | ⊥ irr | 44,5 | 21,2 | 7,55 | 1201 | 6,28 | 0,85 | 5,33 |
| An2-21 | ⊥ irr | 33,6 | 23,4 | 5,21 | 1001 | 5,21 | 0,81 | 4,24 |
| An2-22 | // b | 49,1 | 33,3 | 5,46 | 2082 | 2,62 | 0,96 | 2,52 |
| An2-23 | ⊥ irr | 32,8 | 19,9 | 2,88 | 831 | 3,46 | 0,78 | 2,70 |
| An2-24 | ⊥ irr | 32,9 | 27,7 | 7,41 | 1160 | 6,39 | 0,84 | 5,37 |

// = parallelt med foliasjonsretningen
 ⊥ = normalt på foliasjonsretningen
 b = blokkprøve (kuboider)
 irr = irregulært prøvestykke

Gjennomsnittlig I_{s(50),⊥} = 4,42 MPa (høy styrke)

Gjennomsnittlig I_{s(50),//} = 1,75 MPa (lav styrke)

Anisotropiindeksen I_a = 2,53 (svært sterkt anisotrop)

Tabell 39 Resultat fra punktlasttest av bergartsenheten An2, romtørr

| Punktlasttest, tørr An2 | | | | | | | | Dato: 09.02.21 |
|--|--------|--------|--------|--------|----------------------------|-------------|------|-------------------|
| Testing av forvitret (leirinfisert) metamorfisert anortostitt fra koplingstunnelen mellom nytt og gammelt tunneløp i Ulriken jernbanetunnel. Prøvene stammer fra bergstaben mellom koplingssporet og teknisk rom N2. Delvis leirinfisert og med innslag av gabbroide sømmer. | | | | | | | | |
| Prøvestykker: 10 blokker/kuboider saget på forhånd med diamantsag fra ulike håndstykker. Romtørket etter våtsaging i 6 dager. Til sammen ble 24 tester utført, hvorav 21 godkjente. 15 godkjente tester normalt på foliasjonen og 6 godkjente tester parallelt med foliasjonen. Ved gjennomsnittsberegning for parallelle tester er derfor bare den høyeste og laveste verdien ekskludert. | | | | | | | | |
| Ikke godkjente prøver markert med rødt, mens prøver ikke tatt med i gjennomsnittsberegning er merket med gult. | | | | | | | | |
| Testene ble utført på en RocTest PIL-7 punktlastesster (serienummer: 048A1900013), hvor lasten avleses som et trykk i MPa og må korrigeres med faktoren 0,965 kN/MPa. Verdien P i tabellene er korrigert med denne faktoren. | | | | | | | | |
| Prøve- navn | Type | W [mm] | D [mm] | P [kN] | D_e^2 [mm ²] | I_s [MPa] | F | $I_{s(50)}$ [MPa] |
| An2-25 | ⊥irr | 45,0 | 31,1 | 12,68 | 1782 | 7,12 | 0,93 | 6,59 |
| An2-26 | ⊥irr | 43,7 | 28,7 | 12,82 | 1597 | 8,03 | 0,90 | 7,26 |
| An2-27 | ⊥irr | 49,8 | 25,5 | 6,91 | 1617 | 4,27 | 0,91 | 3,87 |
| An2-28 | ⊥b | 41,5 | 30,6 | 8,45 | 1617 | 5,23 | 0,91 | 4,74 |
| An2-29 | ⊥b | 45,9 | 23,2 | 5,98 | 1356 | 4,41 | 0,87 | 3,85 |
| An2-30 | ⊥b | 48,9 | 28,7 | 4,19 | 1787 | 2,34 | 0,93 | 2,17 |
| An2-31 | ⊥b | 43,7 | 26,3 | 4,55 | 1463 | 3,11 | 0,89 | 2,76 |
| An2-32 | ⊥b | 42,7 | 26,1 | 1,12 | 1419 | 0,79 | 0,88 | 0,69 |
| An2-33 | ⊥b | 39,4 | 28,2 | 9,51 | 1415 | 6,73 | 0,88 | 5,92 |
| An2-34 | ⊥b | 39,7 | 29,3 | 7,47 | 1481 | 5,04 | 0,89 | 4,48 |
| An2-35 | ⊥b | 40,0 | 28,4 | 10,56 | 1446 | 7,30 | 0,88 | 6,45 |
| An2-36 | ⊥irr | 40,5 | 26,5 | 10,92 | 1367 | 7,99 | 0,87 | 6,98 |
| An2-37 | // irr | 33,8 | 30,1 | 3,55 | 1295 | 2,74 | 0,86 | 2,36 |
| An2-38 | // irr | 29,3 | 24,3 | 3,40 | 907 | 3,75 | 0,80 | 2,98 |
| An2-39 | ⊥irr | 31,0 | 28,7 | 8,05 | 1133 | 7,10 | 0,84 | 5,95 |
| An2-40 | // irr | 29,5 | 25,6 | 2,97 | 962 | 3,09 | 0,81 | 2,49 |
| An2-41 | // irr | 47,1 | 30,6 | 1,22 | 1835 | 0,66 | 0,93 | 0,62 |
| An2-42 | // b | 44,9 | 30,0 | 2,14 | 1715 | 1,25 | 0,92 | 1,15 |
| An2-43 | // b | 38,8 | 35,4 | 9,30 | 1749 | 5,32 | 0,92 | 4,91 |
| An2-44 | ⊥irr | 35,6 | 16,2 | 7,35 | 734 | 10,01 | 0,76 | 7,60 |
| An2-45 | ⊥irr | 35,6 | 18,5 | 7,16 | 839 | 8,54 | 0,78 | 6,68 |
| An2-46 | // b | 44,1 | 32,4 | 5,08 | 1819 | 2,79 | 0,93 | 2,60 |
| An2-47 | ⊥irr | 32,2 | 18,0 | 6,87 | 738 | 9,31 | 0,76 | 7,08 |
| An2-48 | ⊥irr | 32,5 | 23,8 | 7,37 | 985 | 7,49 | 0,81 | 6,07 |

// = parallelt med foliasjonsretningen

⊥ = normalt på foliasjonsretningen

b = blokkprøve (kuboider)

irr = irregulært prøvestykke

Gjennomsnittlig $I_{s(50),\perp} = 5,54$ MPa

(høy styrke)

Gjennomsnittlig $I_{s(50),//} = 2,61$ MPa

(middels styrke)

Anisotropiindeksen $I_a = 2,12$

(sterkt anisotrop)

Tabell 40 Resultat fra punktlasttest for bergartsenheten Ga1, vannmettet.

| Punktlasttest, vannmettet Ga1 | | | | | | | Dato: 22.02.21 | |
|--|--------|--------|--------|--------|----------------------------|-------------|----------------|-------------------|
| Testing av forvitret metamorfisert gabbro fra koplingstunnelen mellom nytt og gammelt tunneløp i Ulriken jernbanetunnel. Delvis leirinfisert. | | | | | | | | |
| Prøvestykker: 6 blokker/kuboider saget på forhånd med diamantsag fra samme blokk. Vannmettet 13 dager før testing. Til sammen ble 17 tester utført, hvorav 14 godkjente tester. 11 godkjente tester normalt på foliasjonen og 3 godkjente tester parallelt på foilasjonen. I gjennomsnittsberegning for parallelle tester brukes alle tre resultatene (ingen strykes). | | | | | | | | |
| Ikke godkjente prøver markert med rødt, mens prøver ikke tatt med i gjennomsnittsberegning er merket med gult. | | | | | | | | |
| Testene ble utført på en RocTest PIL-7 punktlastesster (serienummer: 048A1900013), hvor lasten avleses som et trykk i MPa og må korrigeres med faktoren 0,965 kN/MPa. Verdien P i tabellene er korrigert med denne faktoren. | | | | | | | | |
| Prøve- navn | Type | W [mm] | D [mm] | P [kN] | D_e^2 [mm ²] | I_s [MPa] | F | $I_{s(50)}$ [MPa] |
| Ga1-1 | ⊥b | 51,5 | 37,7 | 2,74 | 2472 | 1,11 | 1,00 | 1,11 |
| Ga1-2 | ⊥b | 49 | 37,3 | 1,10 | 2327 | 0,47 | 0,98 | 0,47 |
| Ga1-3 | ⊥b | 49,6 | 29,3 | 2,90 | 1850 | 1,56 | 0,93 | 1,46 |
| Ga1-4 | ⊥b | 48,3 | 33,8 | 2,84 | 2079 | 1,36 | 0,96 | 1,31 |
| Ga1-5 | // irr | 43,6 | 34,0 | 0,42 | 1887 | 0,22 | 0,94 | 0,21 |
| Ga1-6 | // irr | 39,6 | 23,3 | 0,91 | 1175 | 0,77 | 0,84 | 0,65 |
| Ga1-7 | ⊥b | 43,6 | 33,7 | 3,18 | 1871 | 1,70 | 0,94 | 1,59 |
| Ga1-8 | ⊥b | 43,7 | 31,7 | 1,95 | 1764 | 1,11 | 0,92 | 1,02 |
| Ga1-9 | ⊥b | 55 | 29,6 | 3,18 | 2073 | 1,54 | 0,96 | 1,47 |
| Ga1-10 | ⊥b | 54,9 | 30,7 | 3,42 | 2146 | 1,59 | 0,97 | 1,54 |
| Ga1-11 | ⊥ irr | 45,6 | 27,1 | 2,74 | 1573 | 1,74 | 0,90 | 1,57 |
| Ga1-12 | ⊥ irr | 46,6 | 35,6 | 3,71 | 2112 | 1,75 | 0,96 | 1,69 |
| Ga1-13 | ⊥b | 47 | 39,4 | 1,33 | 2358 | 0,56 | 0,99 | 0,56 |
| Ga1-14 | ⊥b | 54 | 39,6 | 2,30 | 2723 | 0,84 | 1,02 | 0,86 |
| Ga1-15 | ⊥b | 54,6 | 33,5 | 4,34 | 2329 | 1,86 | 0,98 | 1,84 |
| Ga1-16 | ⊥b | 55,2 | 36,0 | 3,84 | 2530 | 1,52 | 1,00 | 1,52 |
| Ga1-17 | // irr | 37,1 | 32,3 | 1,70 | 1526 | 1,11 | 0,89 | 1,00 |

// = parallelt med foliasjonsretningen
 ⊥ = normalt på foliasjonsretningen
 b = blokkprøve (kuboider)
 irr = irregulært prøvestykke

Gjennomsnittlig $I_{s(50),\perp}$ = 1,50 MPa (lav styrke)
 Gjennomsnittlig $I_{s(50),//}$ = 0,62 MPa (svært lav styrke)
 Anisotropiindeksen I_a = 2,42 (sterkt anisotrop)

Tabell 41 Resultater fra punktlasttest av bergartsenheten Ga1, romtørr

| Punktlasttest, tørr Ga1 | | | | | | | Dato: 09.02.21 | |
|---|--------|--------|--------|--------|----------------------------|-------------|----------------|-------------------|
| Testing av forvitret metamorfisert gabbro fra koplingstunnelen mellom nytt og gammelt tunnellop i Ulriken jernbanetunnel. Delvis leirinfisert. | | | | | | | | |
| Prøvestykker: 4 blokker/kuboider preparert på forhånd med diamantsag fra samme blokk. Romtørket i 6 dager etter våtsaging. Til sammen ble 11 tester utført, hvorav 4 godkjente. 3 godkjente tester normalt på foliasjonen og 1 godkjent test parallelt med foliasjonsretningen. På grunn av få godkjente tester ble ingen godkjente testresultater forkastet i beregningen av gjennomsnittlig punktlaststyrke hverken parallelt eller normalt. De få godkjente testene øker usikkerheten til forsøksresultatet. | | | | | | | | |
| Ikke godkjente prøver markert med rødt. | | | | | | | | |
| Testene ble utført på en RocTest PIL-7 punktlastesster (serienummer: 048A1900013), hvor lasten avleses som et trykk i MPa og må korrigeres med faktoren 0,965 kN/MPa. Verdien P i tabellene er korrigert med denne faktoren. | | | | | | | | |
| Prøve- navn | Type | W [mm] | D [mm] | P [kN] | D_e^2 [mm ²] | I_s [MPa] | F | $I_{s(50)}$ [MPa] |
| Ga1-18 | ⊥b | 44,9 | 39,0 | 2,99 | 2230 | 1,34 | 0,97 | 1,31 |
| Ga1-19 | ⊥b | 43,6 | 36,0 | 5,19 | 1998 | 2,60 | 0,95 | 2,47 |
| Ga1-20 | ⊥b | 41 | 38,0 | 3,49 | 1984 | 1,76 | 0,95 | 1,67 |
| Ga1-21 | ⊥b | 39,1 | 39,3 | 2,76 | 1956 | 1,41 | 0,95 | 1,33 |
| Ga1-22 | ⊥b | 49,5 | 33,4 | 3,38 | 2105 | 1,60 | 0,96 | 1,54 |
| Ga1-23 | ⊥b | 47,9 | 32,3 | 2,34 | 1970 | 1,19 | 0,95 | 1,12 |
| Ga1-24 | ⊥b | 42,9 | 27,6 | 3,72 | 1508 | 2,47 | 0,89 | 2,21 |
| Ga1-25 | ⊥b | 43,8 | 27,9 | 4,25 | 1556 | 2,73 | 0,90 | 2,45 |
| Ga1-26 | ⊥b | 45 | 26,0 | 3,65 | 1490 | 2,45 | 0,89 | 2,18 |
| Ga1-27 | ⊥irr | 46,7 | 18,3 | 1,95 | 1088 | 1,79 | 0,83 | 1,49 |
| Ga1-28 | // irr | 36,8 | 18,7 | 1,35 | 876 | 1,54 | 0,79 | 1,22 |

// = parallelt med foliasjonsretningen
 ⊥ = normalt på foliasjonsretningen
 b = blokkprøve (kuboider)
 irr = irregulært prøvestykke

Gjennomsnittlig $I_{s(50),⊥} = 2,37$ MPa (middels styrke)

Gjennomsnittlig $I_{s(50),//} = 1,22$ MPa (lav styrke)

Anisotropiindeksen $I_a = 1,94$ Moderat anisotrop

Slake Durability Test

I tabell 4.2 vises resultatene fra fire sykluser med Slake Durability Test på prøvene An1.1, An2.1, An2.2 og Ga1.1. Testene ble utført på NTNUs slake-trommel. Romtemperert vann fra springen ble benyttet i forsøket. I figur 83 vises en grafisk fremstilling av resultatet mellom zoomet inn mellom 90% og 100%.

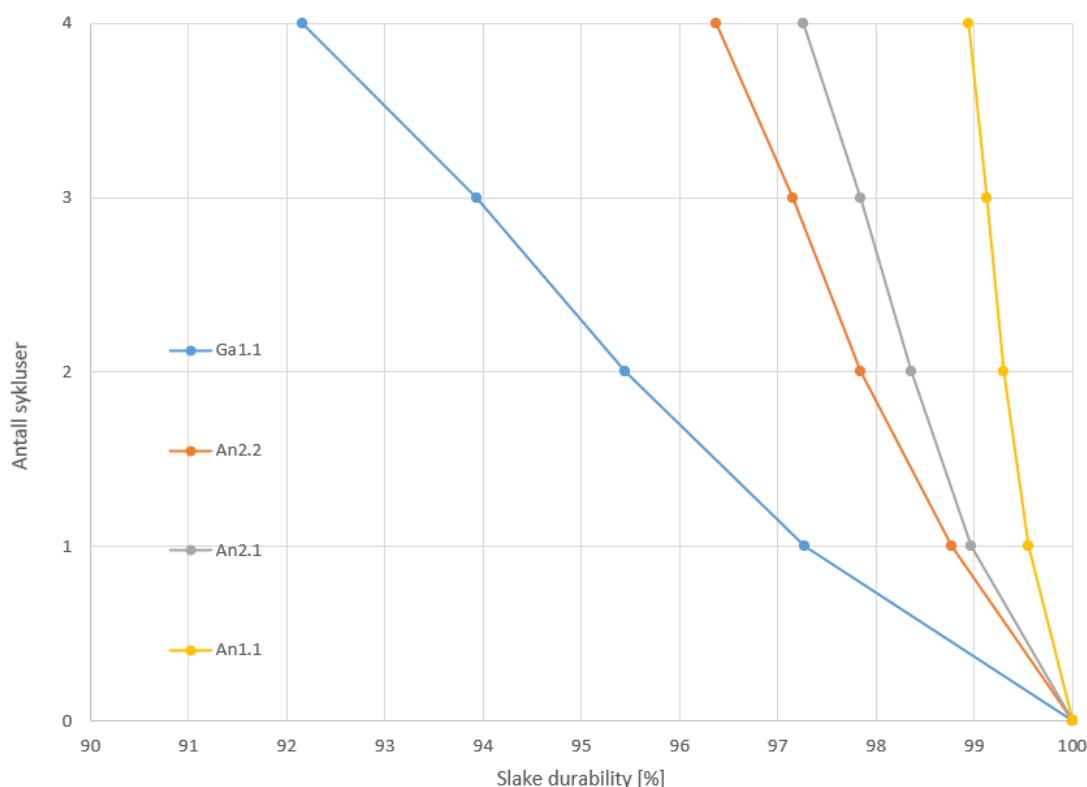
Tabell 42 Vekt og beholdt masse i prosent (SDI) ved fire sykluser av Slake Durability Test

| | Før testen | | 1. syklus | | 2. syklus | | 3. syklus | | 4. syklus | |
|-------|------------------|-------------------------|------------------|-------------------------|------------------|-------------------------|------------------|-------------------------|------------------|-------------------------|
| | Tørr vekt [g] | SDI ₀ [%] | Tørr vekt [g] | SDI ₁ [%] | Tørr vekt [g] | SDI ₂ [%] | Tørr vekt [g] | SDI ₃ [%] | Tørr vekt [g] | SDI ₄ [%] |
| An1.1 | 492,2 | 100 | 490,0 | 99,6 | 488,8 | 99,3 | 487,9 | 99,1 | 486,9 | 98,9 |
| An2.1 | 477,8 | 100 | 472,9 | 99,0 | 470,0 | 98,4 | 467,5 | 97,8 | 464,5 | 97,2 |
| An2.2 | 507,6 | 100 | 501,4 | 98,8 | 496,7 | 97,9 | 493,2 | 97,2 | 489,2 | 96,4 |
| Ga1.1 | 536,2 | 100 | 521,6 | 97,3 | 511,8 | 95,4 | 503,7 | 93,9 | 494,2 | 92,2 |

Før testen ble prøvene tørket i varmeskap til prøvene ikke viste noe massetap. Innledningsvis ble tromlene som ble benyttet i forsøket veid i tørr tilstand. Ved veiing av prøven ble trommel og prøve veid sammen og trommelvekten ble trukket fra vekten som ble målt for å finne vekten til prøven. Etter 1., 2. og tredje syklus ble prøvene tørket i tørkeskap på 105 °C i 2 timer. Etter fjerde syklus ble prøvene tørket i tørkeskap på 105 °C i minimum et døgn.

I tabell 42 er holdbarhetsindeksen mot slaking ved andre syklus hevet ut i fet skrift fordi det er denne som brukes i klassifisering av holdbarheten til berget.

I fotografiene i figur 84 - 87 vises testenes karakter før og etter fire sykluser med Slake Durability Test. Lengst til høyre vises finstoffet som har passert gjennom maskene i slake-trommelen under forsøkene.



Figur 83 Prosentvis andel masse beholdt etter testsyklus plottet mot antall testsykluser med slake durability test når man zoomer inn mellom 90 og 100 %.



Figur 84 An1.1 før (t.v.) og etter (i midten og t.h.) fire sykluser (SDI₄ = 98,9 %) med slake durability test.



Figur 85 An2.1 før (t.v.) og etter (i midten og t.h.) fire sykluser (SDI₄ = 97,2 %) med slake durability test



Figur 86 An2.2 før (t.v.) og etter (i midten og t.h.) fire sykluser (SDI₄ = 96,4 %) med slake durability test.



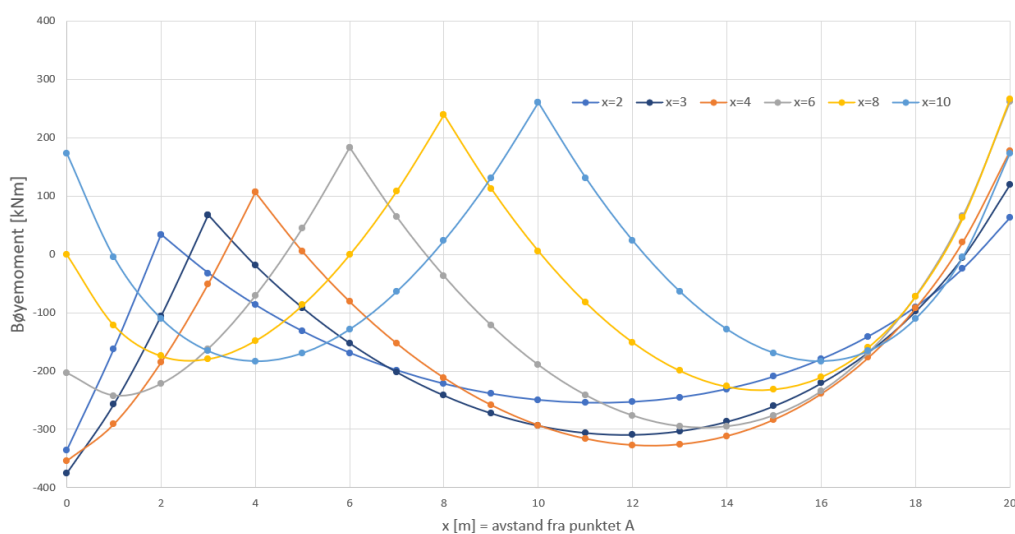
Figur 87 Ga1.1 før (t.v.) og etter (i midten og t.h.) fire sykluser (SDI₄ = 92,2 %) med slake durability test.

I Beregning av bøyemoment på gitterbue

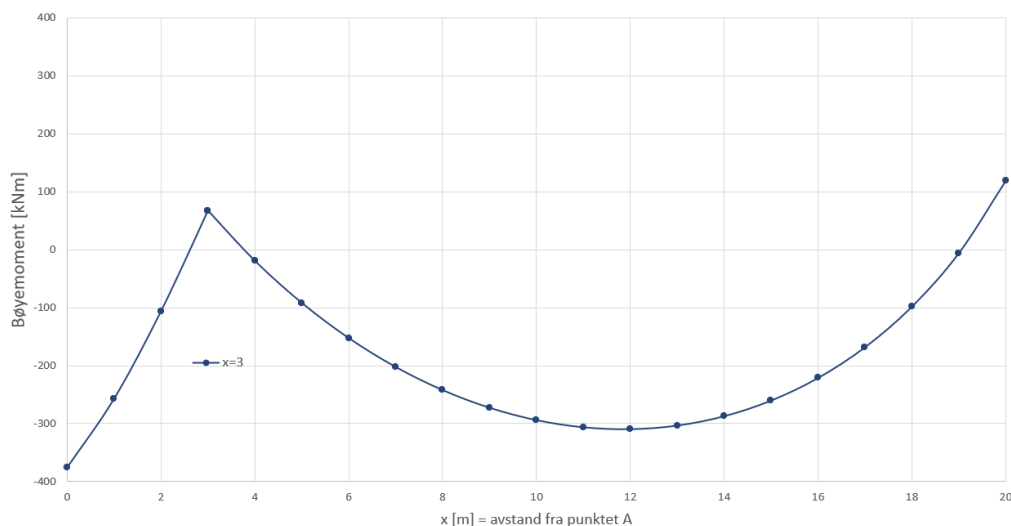
Buen som betraktes representeres av formelen:

$$y = \frac{-13.12 + \sqrt{13.12^2 - 4 \times (-100 + (x - 10)^2)}}{2}$$

Buen undersøkes fra $x = 0$ m til $x = 20$ m (da den representerer en bue fra vederlag til vederlag i dobbeltsporet med 20 meter spennvidde. Det er tatt utgangspunkt i en punktlast på 277 kN (ref. kapittel 7.2). Formlene 4-12 til 4-18 er tatt i bruk for å regne bøyemomentet langs buen ved punktlasten plassert i ulike punkt. I figur 88 vises bøyemomentdiagram for ulike verdier for x . Bøyemomentet på buen er maksimalt når punktlasten plasseres i $x = 3$ m. Når punktlasten plasseres i $x = 3$ m opptrer det største bøyemomentet i A ($x = 0$ m). Bøyemomentet her er 375 kNm. I figur 88 er bare x -verdier fra 0 til 10 meter inkludert. Grafene vil være symmetrisk om $x=10$. Dette betyr at en punktlast i $x = 17$ m vil gi et like stort bøyemoment i punktet C ($x = 20$ m) som en punktlast i $x = 3$ m gir i A. I figur 89 er bøyemomentdiagram for punktlast i $x = 3$ m vist isolert.

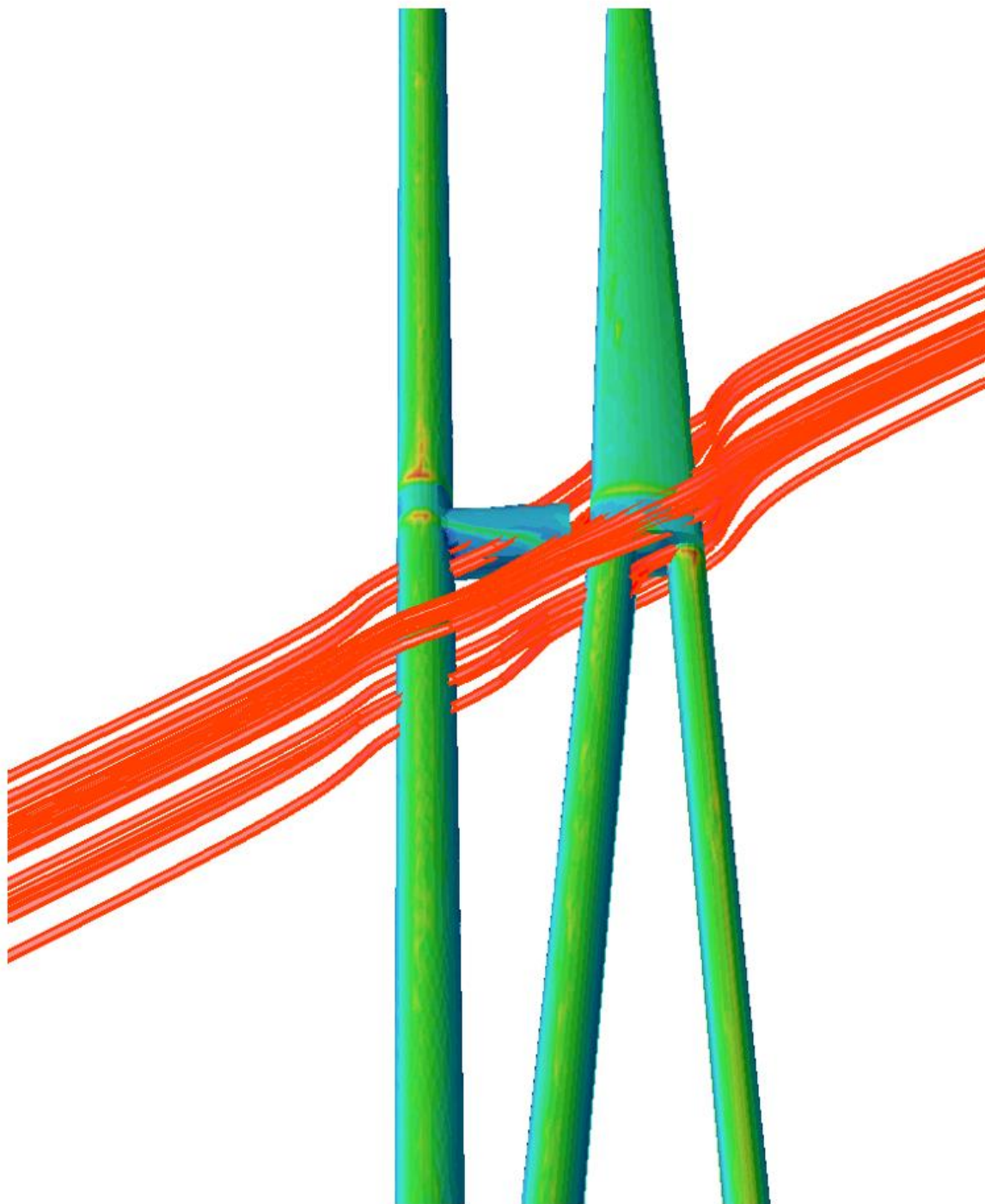


Figur 88 Bøyemomentdiagram for punktlast på 277 kN plassert i $x = 2$ m, $x = 3$ m, $x = 4$ m, $x = 6$ m, $x = 8$ m og $x = 10$ m. Det maksimale bøyemomentet finner vi for punktlast i $x = 3$ m. Her er bøyemomentet størst i punktet A ($x = 0$ m).

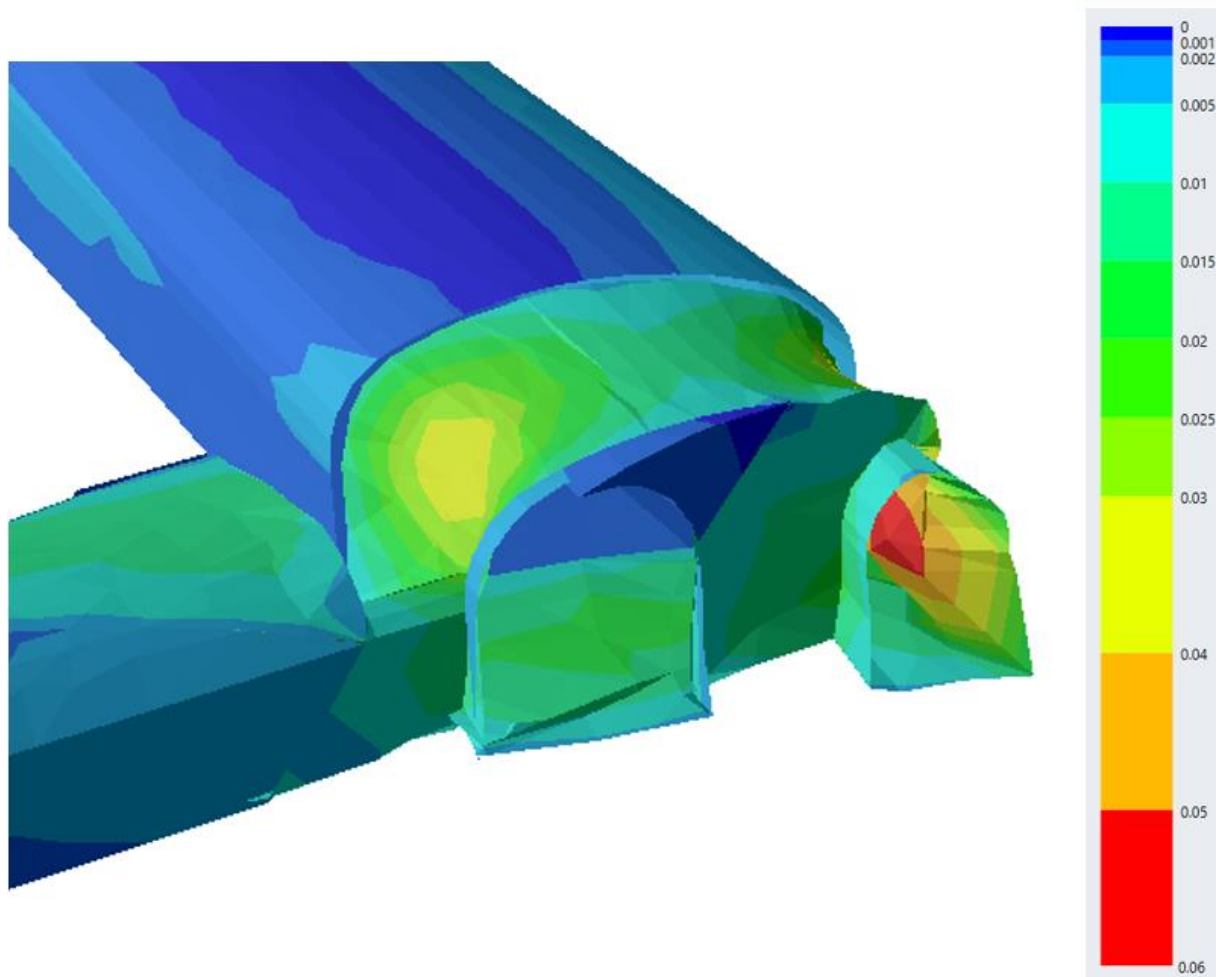


Figur 89 Bøyemomentdiagram for punktlast i $x = 3$ m. De største bøyemomentene oppstår i $x = 0$ ($M = 375$ kN) og i $x = 12$ ($M = 309$ kN).

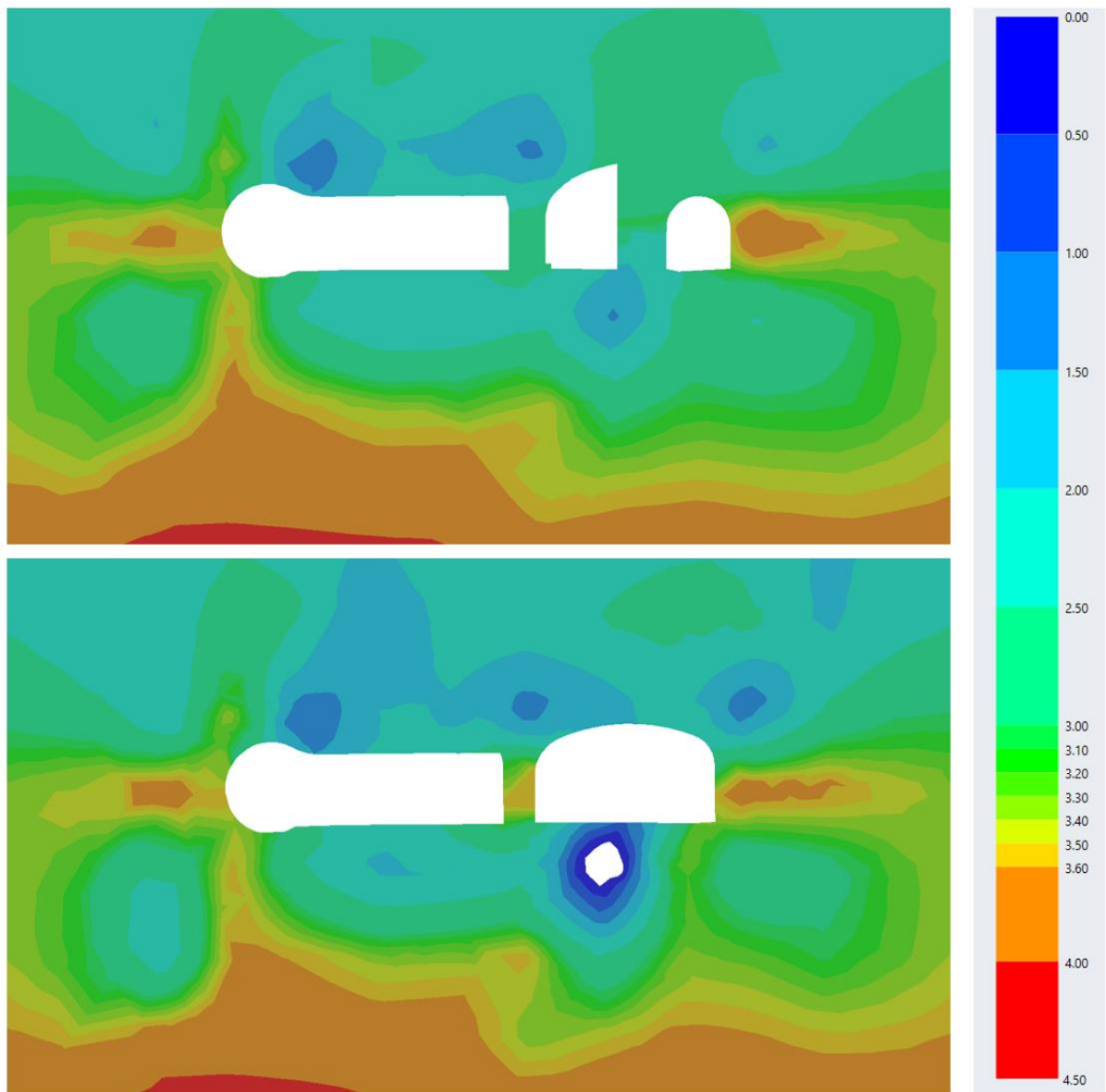
J EX3-modellering



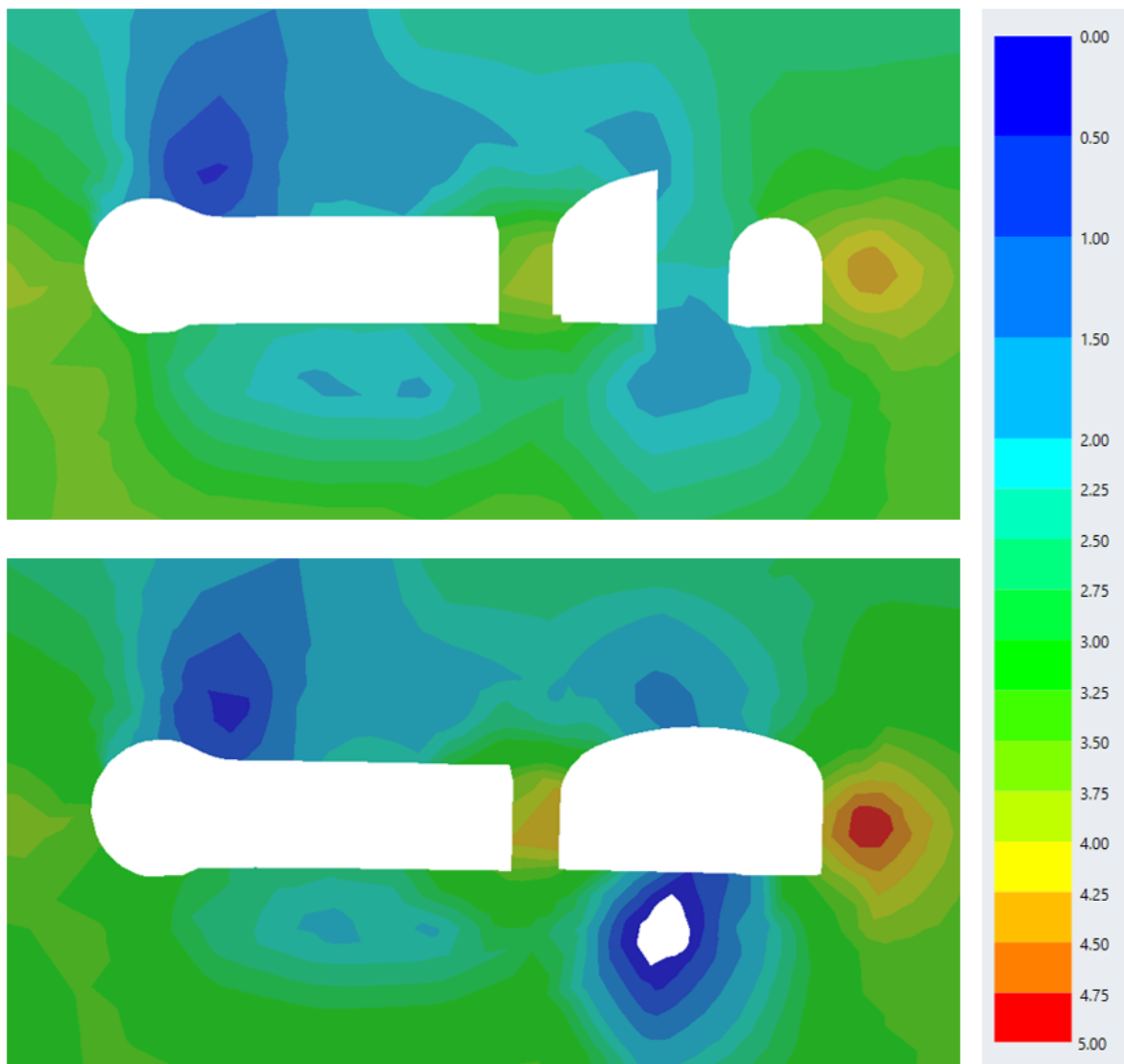
Figur 90 Stress-ribbons som viser retning på største spenning etter berguttaket i EX3.



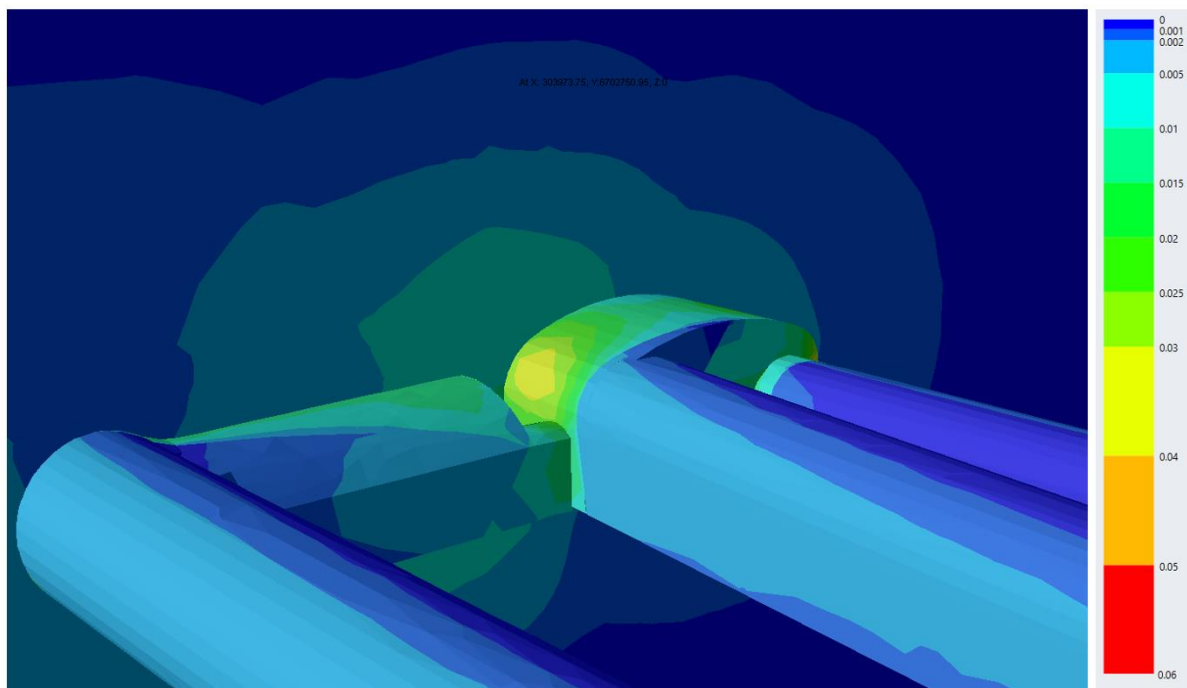
Figur 91 Visualisering av retning på totale deformasjoner i EX3-modellen. I figuren er gammelt tunneløp og kopleingssporet fjernet. Fargeskalaen viser totale fra 0 til 0,06 m.



Figur 92 Vertikalspenninger i snitt gjennom teknisk rom N2 før og etter berguttak. Fargeskalaen viser vertikalspenninger fra 0 til 4,50 MPa.

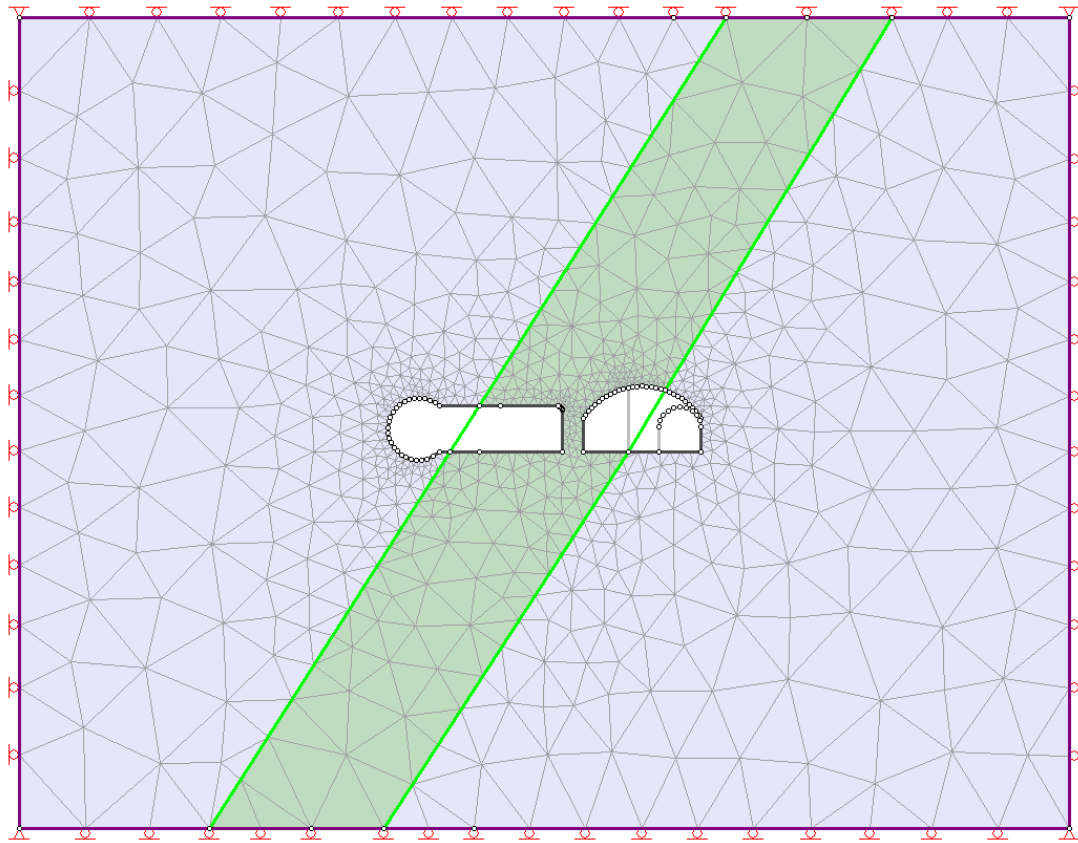


Figur 93 Vertikalspenninger før og etter berguttak ved lave in-situ horisontalspenninger. I bergstaben er vertikalspenningen mellom 4,25 MPa og 4,5 MPa i ved denne spenningskfigurasjonen (Modell 3). Merk at skalaen her er noe ulik fra figur 92.



Figur 94 Total deformasjon i på overflaten av tunnelen i EX3. På figuren vises også deler av vertikalsnittet som vises i figur 61. I sørlige vederlag av kopleingssporet vises deformasjon mellom 0,03 m og 0,04 m.

K RS2-modellering



Figur 95 Oppbygning av plastisk modell i RS2 med forenklet mesh sammenlignet med elastisk modell.

Stress Transform ×

Tunnel Orientation

Trend: Plunge:

Stress Orientation

Sigma1: Trend: Plunge:

Sigma3: Trend: Plunge:

Sigma2:

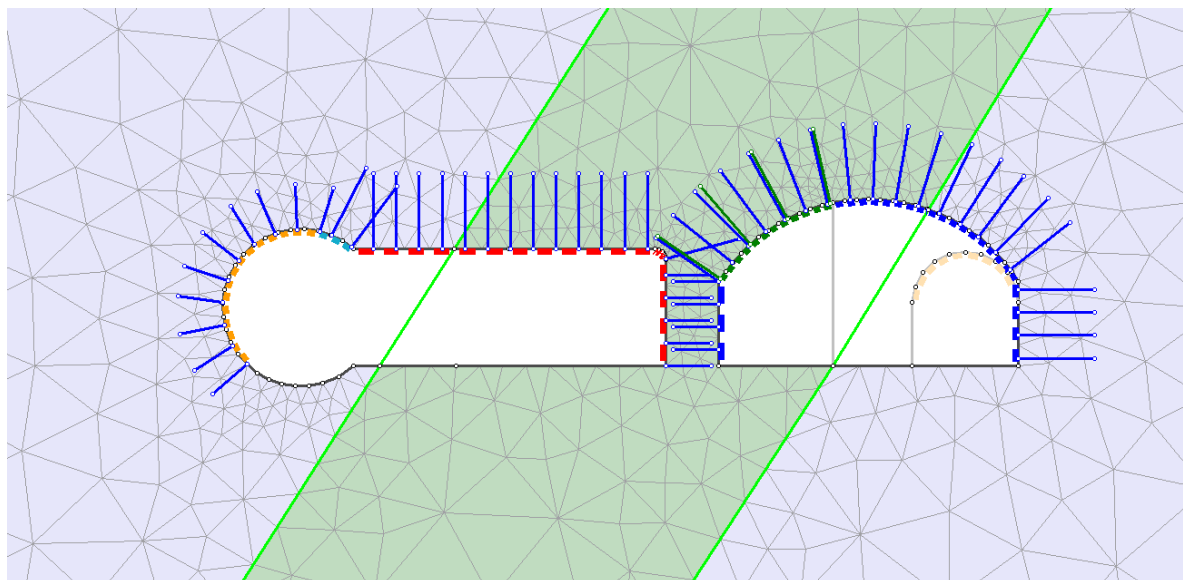
Plane Strain Principal Stresses

Sigma1: SigmaZ:

Sigma3:

Angle:

Figur 96 Spenningskalkulatoren fra RS2.

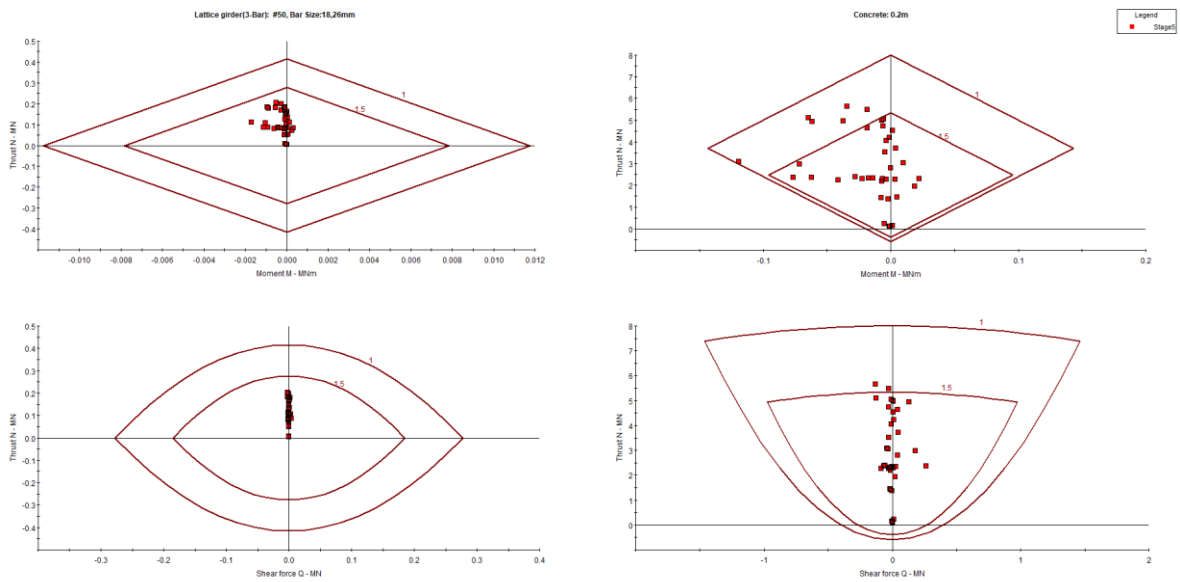


Figur 97 Bergsikringsdesign i RS2-modell. Detaljert beskrivelse av sikringen er gitt i tabell 43.

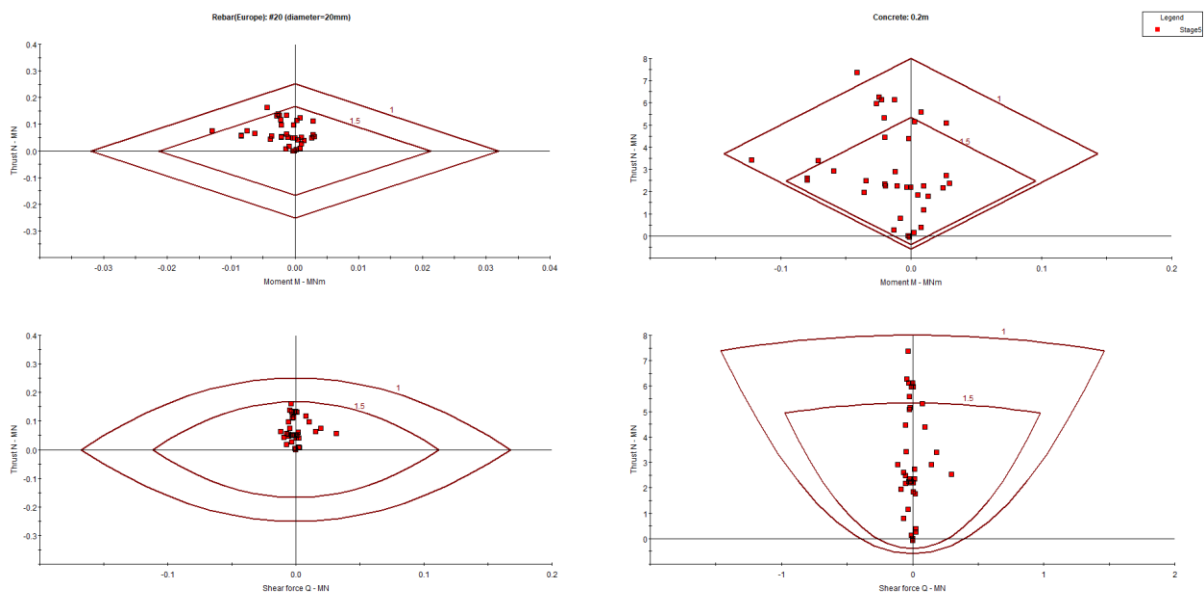
Modellen med bergsikring bestod av 6 steg; 1. Før uttak, 2. Bergsikring 2016, 3. Berguttak 2016, 4. Bergsikring 2021 og 5. Berguttak 2021. Bergsikringen i TBM-løp og i N2 er noe forenklet i forhold til i virkeligheten. I tabell 43 gis en oppsummering av sikringsmengden benyttet i de ulike delene av tunnelen.

Tabell 43 Sikringsmengde i RS2-modell

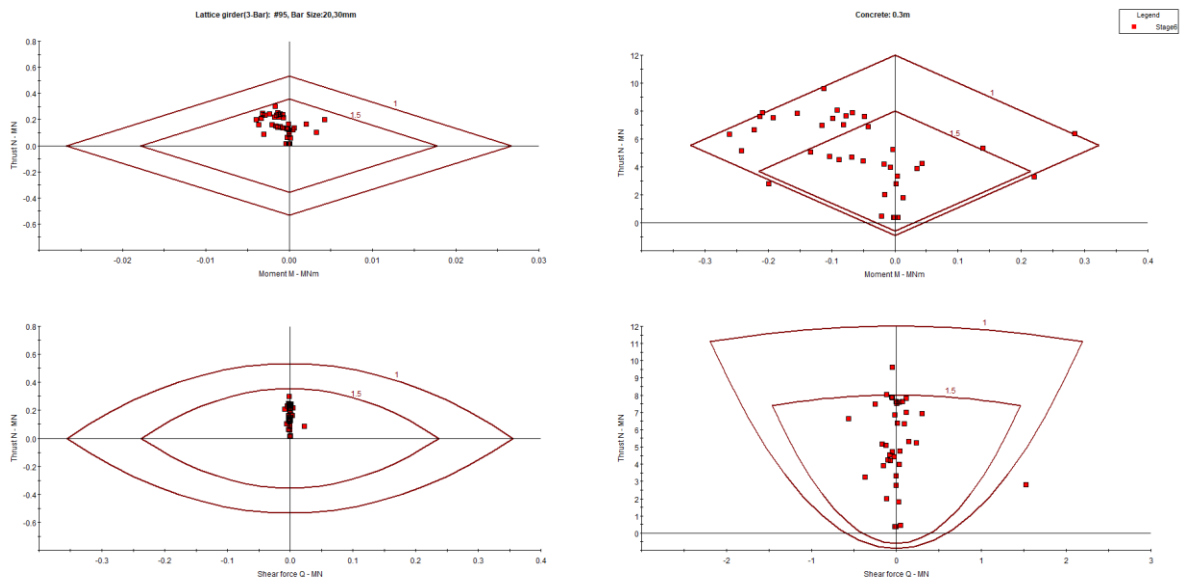
| | Sprøytebetong | Bolting | Armerte gitterbuer |
|-----------------------------------|--|---|---|
| TBM-løp | 8 cm. 15 cm i nordlige vederlag. Påført i steg 2. | Boltelengde 3 m. Bolteavstand 1.5 m i og ut av planet. Installert i steg 2 | - |
| N2 | 15 cm sprøytebetong påført i steg 2. | Boltelengde 5 m. Bolteavstand 1.5 meter i og ut av planet. I bergstabben er boltelengden 3 m. Installert i steg 2. | Installert i steg 2. Samme dimensjon som for koplingssporet. |
| Koplingsspor før berguttak 2021 | 8 cm sprøytebetong installert i steg 2 representerer arbeidssikring. | Bolteavstand 3 m i og ut av planet for å representere spredt bolting utført som arbeidssikring. Boltelengde 5 m. Installert i steg 2. | |
| Koplingsspor etter berguttak 2021 | Nye 8 cm påført i steg 4. Totalt 16 cm. | Boltelengde 5 m. Bolteavstand 1.5 meter i og ut av planet. I bergstabben er boltelengden 3 m Installert i steg 4. | Installert i steg 4. (#90, 18, 24). Dekket med 30 cm sprøytebetong. |
| Gammelt tunnellop | 8 cm i heng påført i steg 2. Fjernet i steg 5. | | |



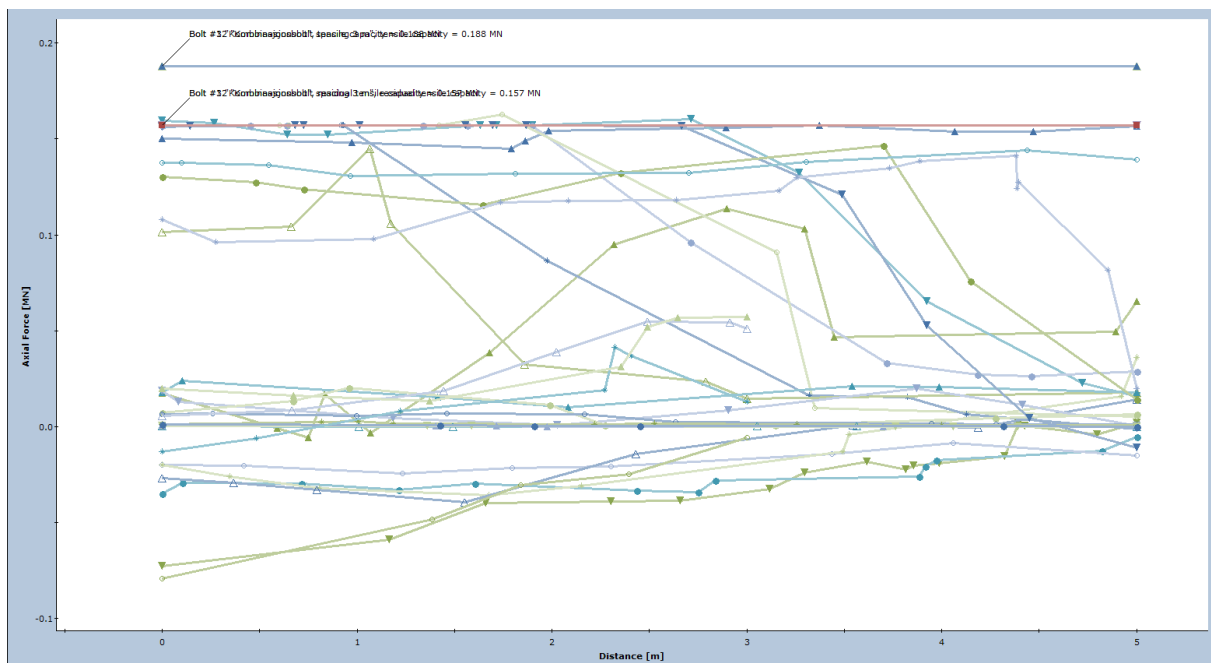
Figur 98 Kapasitetsplott fra modell sikret med gitterbuer (#50, 18, 26) dekket med 20 cm sprøytebetong og avstand mellom buene 2m. Moment mot trykkrefter (øverst) og skjærkraft mot trykkrefter (nedre). Venstre: gitterbuer. Høyre: betong. Konvoluttene viser sikkerhetsfaktor 1 og 1,5



Figur 99 Kapasitetsplott av konvensjonelle kamstålbuer. Moment mot trykkrefter (øverst) og skjærkraft mot trykkrefter (nedre). Venstre: armeringsjern. Høyre: betong



Figur 100 Kapasitetsplott av gitterbuer (#90, 20, 30) dekket med 30 cm sprøytebetong ved modellert svelletrykk 0,46 MPa. Moment mot trykkrefter (øverst) og skjærkraft mot trykkrefter (nedre). Venstre: armeringsjern. Høyre: betong



Figur 101 Belastning av bolter i dobbeltsporet. Aksiell last [kN] plottes mot avstand fra tunneloverflaten (distance [m]).

