

Stian Femanger Mathiassen

Analyse av stabilitet og bergspenningsforhold for Kvitsøykrysset, E39 Rogfast

En vurdering av ingeniørgeologiske og drivetekniske aspekter, inkludert numerisk modellering av veg- og ventilasjonstunneler

Masteroppgave i Tekniske geofag

Veileder: Bjørn Nilsen

Juni 2019



Norconsult AS

Stian Femanger Mathiassen

Analyse av stabilitet og bergspenningsforhold for Kvitsøykrysset, E39 Rogfast

En vurdering av ingeniørgeologiske og drivetekniske aspekter, inkludert numerisk modellering av veg- og ventilasjonstunneler

Masteroppgave i Tekniske geofag
Veileder: Bjørn Nilsen
Juni 2019

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



MASTEROPPGAVE

Prosjektbeskrivelse

Kandidatens navn: Stian Femanger Mathiassen

Oppgavens tittel: ANALYSE AV STABILITET OG BERGSPENNINGSFORHOLD FOR KVITSØYKRYSSSET, E39 ROGFAST

English title: Analysis of stability and rock stress conditions for the Kvitsøy subsea intersection, E39 Rogfast

Utfyllende tekst:

1. Oppstart av tunneldriving for hovedløpene av Rogfasttunnelen er nært forestående. Den teknisk mest utfordrende delen av Rogfast, som når den blir åpnet vil bli verdens dypeste undersjøiske tunnel (og lengste vegtunnel), vurderes mest sannsynlig å ville bli det komplekse kryssområdet under Kvitsøy. Intensjonen med denne masteroppgaven er å analysere og diskutere stabilitets- og spenningsforhold for dette kryssområdet.

Masteroppgaven er en videreføring av fordypningsprosjekt høsten 2018, hvor det av samme student ble gjort vurderinger av grunnleggende ingeniørgeologiske og bergmekaniske problemstillinger knyttet til kryssområdet ved Kvitsøy, sammenstilling av resultater fra ingeniørgeologiske forundersøkelser og også utført innledende vurderinger og analyser av stabilitetsforhold for kryssområdet. I det videre arbeid skal det foretas mer inngående analyser, inkludert 3D numerisk analyse ved hjelp av RS3 eller lignende programvare. På grunnlag av analysene skal det foretas diskusjon av vanskelighetsgrad, mulige problemområder og spesielle utfordringer som vil kunne inntreffe.

Norconsult vil stille sin 3D modell av tunnelsystemet i kryssområdet til rådighet som grunnlag for masteroppgaven. Befaring til Kvitsøy skal foretas for vurdering av bergmassekvalitet og registrering av sprekkeparametre, og eventuelt prøvetaking for supplerende laboratorietesting i den grad det vurderes nødvendig.

2. Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Norconsult med ingeniørgeolog Øyvind Dammyr som ekstern medveileder, og Statens vegvesen med byggeleder Sveinung Brude som kontaktperson.

Studieretning: Ingeniør- og miljøgeologi
Hovedprofil: Ingeniørgeologi og bergmekanikk
Tidsrom: 15.1.2019-11.6.2019

Bjørn Nilsen, Professor/hovedveileder

Sammendrag

Det er utført utvalgte analyser av stabilitet og bergspenningsforhold for et planlagt undersjøisk tunnelkryss under Kvitsøy i Boknafjorden, Rogaland fylke. Kvitsøykrysset er en del av prosjektet «E39 Rogfast», det første ferjeavløsningsprosjektet på veien mot å nå ambisjonen om ferjefri E39 mellom Kristiansand og Trondheim.

I kapittel 2 av denne oppgaven gjengis de viktigste funnene som ble gjort under arbeidet med fordypningsprosjektet høsten 2018. Kapittel 3 gir en kort innføring i sentrale teoretiske prinsipper benyttet i påfølgende stabilitetsanalyser. Kapittel 4 presenterer resultatene fra utførte undersøkelser i felt og laboratorium. I kapittel 5 og 6 presenteres utførte numeriske analyser i *RS3* og *RS2*, inkludert en parameterstudie med hensyn på in-situ bergspenninger. Kapittel 7 inneholder en probabilitistisk grenselikevektsanalyse av strukturelt betinget stabilitet. I kapittel 8 drøftes to fremtredende problemområder relatert til undersjøiske tunneler, nemlig svakhetssoner og vannforhold. Kapittel 9 omfatter kvalitative vurderinger av drivetekniske aspekter, herunder optimalisering av driverekkefølge og planlegging av bergspenningsmålinger og deformasjonsovervåking i drivefasen av prosjektet.

Utførte feltundersøkelser gjenspeiler i stor grad tidligere utført kartlegging av oppsprekking og bergmassekvalitet. Bergmassen består av grønnstein av varierende kvalitet. Det er også utført målinger for bestemmelse av *JRC* og *JCS*. Basis friksjonsvinkel og enaksiell trykkfasthet er fastsatt i laboratoriet. *UCS* for homogen grønnstein er 80-130 MPa, men anisotropi og mineralsammensetning påvirker styrken negativt. Utførte numeriske analyser antyder at uttaksvolum har størst effekt på fordelingen av elastiske deformasjoner, f.eks. sammenlignet med orientering av in-situ bergspenninger. Analysene har også gitt indikasjoner på hvilke områder som er utsatt for hhv. spenningsavlastning og spenningskonsentrasjon. Området hvor hovedløpene passerer under tverrforbindelsen mellom rundkjøringene er utsatt for betydelig spenningsavlastning. Dette er kritisk for strukturelt betinget stabilitet, og øker risikoen for blokkutfall. Særlig problematisk er det dersom sprekkevannstrykk bygges opp langs potensielle utglidningsplan. Vertikale og horisontale pilarer er utsatt for betydelig spenningskonsentrasjon. Stabiliteten avhenger av et tilstrekkelig omslutningstrykk. Generelt synes det mest ugunstige scenariet for in-situ spenninger å være høy vertikalspenning kombinert med anisotrope horisontalspenninger. Bergspenningsforholdene vil også kunne påvirkes av lokalt opptredende svakhetssoner. Et vellykket teknisk-økonomisk resultat avhenger også av drivetekniske aspekter som driverekkefølge, grunnundersøkelser, bergspenningsmålinger og deformasjonsovervåking i drivefasen.

Abstract

The stability and rock stress conditions for a planned subsea tunnel intersection below the Kvitsøy island in the Boknafjord, have been analysed. The Kvitsøy intersection is a part of the project “E39 Rogfast”, the first step towards realizing the ambition to make the E39 road between Kristiansand and Trondheim independent of fjord crossings by means of ferry.

In chapter 2 of this thesis the most important findings from the autumn 2018 in-depth project are reviewed. Chapter 3 gives a short introduction to the main theoretical principles used in the following stability analyses. Chapter 4 presents the results from the investigations carried out in the field and in the laboratory. Chapter 5 and 6 present the conducted numerical analyses in *RS3* and *RS2*, including a parameter study with respect to in-situ rock stresses. Chapter 7 covers a probabilistic limit equilibrium analysis of structurally controlled stability. In chapter 8 two main problem areas related to subsea tunnelling are discussed, namely weakness zones and water conditions. Chapter 9 comprises qualitative assessments of constructional aspects, including optimization of excavation sequence, as well as planning of rock stress measurements and deformation monitoring during the project’s construction phase.

The field investigations largely reflect the previous mapping of rock mass jointing and quality. The rock mass is greenstone of varying quality. Measurements for determination of *JRC* and *JCS* have been carried out. The basis friction angle and uniaxial compressive strength are determined in the laboratory. The *UCS* for homogeneous greenstone is 80-130 MPa, however, mineral composition and anisotropy have a negative effect on the strength. The conducted numerical analyses suggest that excavation volume has the greatest effect on deformation distribution, e.g. compared to in-situ stress orientation. The analyses have also given indications on which areas are most prone to destressing and stress concentrations. The area where the main tunnels are passing beneath the cross connection between the roundabouts is prone to substantial destressing. This is critical to structurally controlled stability and increases the risk of block fall. This is particularly problematic if joint water pressure builds up along potential sliding planes. Vertical and horizontal pillars are prone to considerable stress concentration. The stability is dependent upon sufficient confining pressure. In general, the most unfavourable in-situ stress field scenario includes high vertical stress combined with anisotropic horizontal stresses. The rock stress conditions could also be influenced by local weakness zones. A successful technical-economical result is also dependent upon constructional aspects like excavation sequence, ground investigations, rock stress measurements and deformation monitoring during the construction phase.

Forord

Masteroppgaven er utarbeidet ved Institutt for geovitenskap og petroleum, NTNU, i samarbeid med Norconsult AS og Statens vegvesen Region vest. Den er en videreføring av fordypningsprosjektet *Vurdering av stabilitet og bergspenningsforhold for Kvitsøykrysset, E39 Rogfast* utarbeidet av undertegnede høsten 2018. Jeg anbefaler å lese oppgavene som et samlet arbeid.

Først og fremst vil jeg rette en stor takk til min hovedveileder, professor Bjørn Nilsen, for utmerket faglig oppfølging og godt selskap. Hans innsikt i prosjektet E39 Rogfast har vært til stor nytte. Jeg vil også benytte anledningen til å takke ham personlig for hans undervisningsbidrag i løpet av min egen studietid. Det har vært inspirerende og lærerikt!

Videre vil jeg takke min medveileder og fremtidige kollega hos Norconsult AS, Øyvind Dammyr. Han har bidratt med nødvendig grunnlagsmateriale, faglig rådgivning og korrekturlesning. Spesielt vil jeg takke for muligheten til å arbeide med et prosjekt som virkelig gjenspeiler mine faglige interesser!

Konstruksjon av en tredimensjonal numerisk modell er et omstendelig arbeid som krever innsikt i både konstruksjonstekniske og bergmekaniske aspekter. I den forbindelse vil jeg rette en takk til Torbjørn Overskott hos Norconsult AS og Nghia Trinh hos SINTEF Byggforsk, som har vært svært hjelpelige i denne prosessen.

En takk rettes også til Sveinung Brude og hans kolleger på prosjektkontoret i Mekjarvik. Statens vegvesen Region vest har dekket utgiftene for feltarbeid, og har også bidratt med tilgang på kjernelageret for uthenting av prøver til laboratorietesting. I den anledning vil jeg også takke Jon Runar Drotningshaug og Gunnar Vistnes ved NTNUs bergmekaniske laboratorium.

Avslutningsvis vil jeg rette en stor takk til mine medstudenter for et enestående samhold! Spesielt vil jeg takke Anders Bergum og Eirik Nilsen, både for korrekturlesning, gode idéer og givende faglige diskusjoner gjennom hele studietiden. Deres innspill mottas, som alltid, med den største takknemlighet!

Stian Femanger Mathiassen

Trondheim, juni 2019

Innhold

| | | |
|----------|--|-----------|
| 1 | Introduksjon | 1 |
| 1.1 | Bakgrunn | 1 |
| 1.2 | Målsettinger | 3 |
| 1.3 | Begrensninger | 3 |
| 1.4 | Grunnlagsmateriale..... | 4 |
| 2 | Erfaringer fra prosjektoppgaven..... | 7 |
| 2.1 | Målsettinger | 7 |
| 2.2 | Eksempelstudier..... | 7 |
| 2.3 | In-situ bergspenningsforhold | 9 |
| 2.4 | Empirisk vurdering av bergmassekvalitet og bergsikring ved Q-systemet | 10 |
| 2.5 | Analyse av strukturelt betinget stabilitet i <i>Unwedge</i> | 11 |
| 2.6 | Aksesymmetrisk numerisk analyse av rundkjøringspilarer i <i>RS2</i> | 11 |
| 2.7 | Bakgrunn og metode for numerisk modellering av Kvitsøykrysset | 12 |
| 3 | Teori..... | 15 |
| 3.1 | Endelig-element-metoden i <i>RS2/RS3</i> | 15 |
| 3.2 | Bergmassens styrke og deformasjonsegenskaper | 16 |
| 3.3 | Skjærstyrken til diskontinuiteter og grenselikevektsanalyse i <i>Unwedge</i> | 19 |
| 4 | Undersøkelser i felt og laboratorium..... | 27 |
| 4.1 | Regionalgeologi for Boknafjorden og tidligere utført feltkartlegging | 27 |
| 4.2 | Ingeniørgeologisk feltkartlegging, Kvitsøy | 29 |
| 4.3 | Laboratorieundersøkelser | 38 |
| 4.4 | Sammenligning med innledende vurderinger fra prosjektoppgaven | 48 |
| 5 | Tredimensjonal numerisk analyse av Kvitsøykrysset..... | 51 |
| 5.1 | Modelloppsett og inngangsparametere | 51 |
| 5.2 | Analyseresultater | 56 |
| 5.3 | Konkluderende bemerkninger | 67 |
| 6 | Aksesymmetrisk numerisk analyse av rundkjøring | 69 |
| 6.1 | Modelloppsett og inngangsparametere | 69 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 6.2 | Elastisk analyse..... | 73 |
| 6.3 | Plastisk analyse av materialmodell 1 | 76 |
| 6.4 | Plastisk analyse av materialmodell 2..... | 80 |
| 6.5 | Konkluderende bemerkninger | 82 |
| 7 | Grenselikevektsanalyse av strukturelt betinget stabilitet..... | 83 |
| 7.1 | Modelloppsett og inngangsparametere | 83 |
| 7.2 | Stabilitetsanalyse av hovedløp..... | 87 |
| 7.3 | Stabilitetsanalyse av tverrforbindelse | 91 |
| 7.4 | Effekt av vanntrykk | 94 |
| 7.5 | Effekt av horisontalspenning | 95 |
| 7.6 | Konkluderende bemerkninger | 97 |
| 8 | Vurdering av svakhetssoner og vannforhold..... | 99 |
| 8.1 | Svakhetssonenes plassering og karakter..... | 99 |
| 8.2 | Svakhetssonens påvirkning på stabilitet og bergspenningsforhold | 100 |
| 8.3 | Vanntrykk og vanninnlekkasje | 101 |
| 9 | Vurdering av drivetekniske aspekter | 103 |
| 9.1 | Betraktninger tilknyttet optimalisering av driverekkefølge..... | 103 |
| 9.2 | Grunnundersøkelser og overvåking i drive- og oppfølgingsfasen..... | 104 |
| 10 | Diskusjon..... | 107 |
| 10.1 | Forenkling av modellgeometrier | 107 |
| 10.2 | Representasjon av grunnforhold | 107 |
| 10.3 | Aspekter ved elastisk og plastisk analyse | 108 |
| 10.4 | Diskusjon av vanskelighetsgrad..... | 109 |
| 10.5 | Bruk av aksesymmetrisk numerisk analyse for dokumentasjon av stabilitet | 110 |
| 11 | Konklusjon..... | 111 |
| 12 | Videre arbeid | 113 |
| | Referanser | 115 |
| | Vedlegg A: Tegning 02-V01-101 (Norconsult AS) | |

1 Introduksjon

1.1 Bakgrunn

Prosjektet «E39 Rogfast» er det første ferjeavløsningsprosjektet på veien mot å nå ambisjonen om ferjefri E39 mellom Kristiansand og Trondheim. Prosjektet omfatter kryssing av Boknafjorden nord for Stavanger med en 26,7 km lang undersjøisk toløpstunnel, som vil etablere ferjefri forbindelse mellom Randaberg i sør og Bokn i nord. I tillegg skal det drives en 3,8 km lang ettløpstunnel til Kvitsøy. En oversikt over prosjektet er illustrert i figur 1.1.

E39 Rogfast er inndelt i seks entrepriser. Entreprise E02 omfatter Boknafjordtunnelen fra profilnr. 10050-18450, samt Kvitsøytunnelen og Kvitsøykrysset. Dette innebærer 20,6 km tunnel, to vertikale ventilasjonssjakter, 4,5 km med veg i dagen, og fem nye broer på Kvitsøy. Planlagt byggestart er høsten 2019 (Statens vegvesen, 2018a).

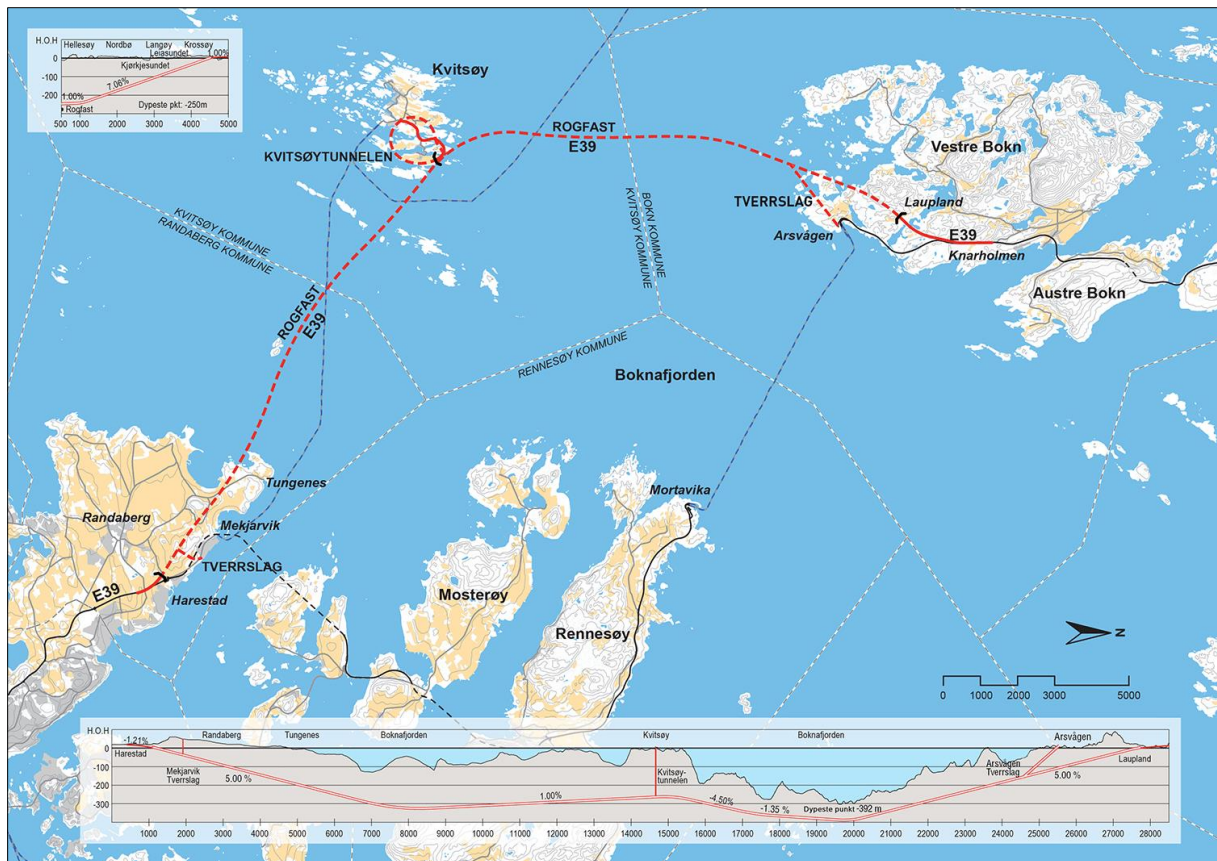
Kvitsøytunnelen skal drives en i sløyfe fra Kvitsøy og ned til Boknafjordtunnelen, hvor den kobles til hovedløpene med to rundkjøringer og fire av- og påkjøringsramper. Det skal også etableres et ventilasjonssystem for Boknafjordtunnelen tilknyttet kryssområdet. Kvitsøykrysset er plassert ca. 225-265 m under havoverflaten. Havdypet i området er 0-20 m, mens løsmasse-tykkelsen er 0-10 m. En illustrativ 3D-modell er vist i figur 1.2.

Geoteknisk kategori (GK) for entreprisen E02 er i konkurransegrunnlaget bestemt i henhold til Eurokode 7 (Standard Norge, 1997). Den bestemmes som en funksjon av prosjektets pålitelighetsklasse og vanskelighetsgrad, jf. tabell 1.1. For undersjøiske vegtunneler benyttes pålitelighetsklassen CC/RC 3 (eng. «Consequence class/Reliability class»), dvs. «Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser.» Vanskelighetsgraden for entreprisen er vurdert som høy, grunnet begrensede muligheter for geologisk kartlegging. I tillegg indikerer resultatene fra utførte grunnundersøkelser at det stedvis vil kunne påtreffes meget vanskelige grunnforhold. Basert på en samlet vurdering er entreprisen E02 plassert i geoteknisk kategori 3 (Dammyr et al., 2018).

Tabell 1.1: Bestemmelse av geoteknisk kategori (GK) iht. Eurokode 7.

| Pålitelighetsklasse | Vanskelighetsgrad | | |
|---------------------|-------------------|---------|-----|
| | Lav | Middels | Høy |
| CC/RC 1 | 1 | 1 | 2 |
| CC/RC 2 | 1 | 2 | 2/3 |
| CC/RC 3 | 2 | 2/3 | 3 |
| CC/RC 4 | * | * | * |

* Vurderes særskilt (gjelder hovedsakelig for atomreaktorer og lagre for radioaktivt avfall).



Figur 1.1: Oversiktskart over E39 Rogfast inkludert lengdeprofil. Illustrasjon: Statens vegvesen.



Figur 1.2: 3D-modell av Kvitvøy-tunnelen og kryssområdet under Kvitvøy. Illustrasjon: Norconsult AS.

1.2 Målsettinger

Masteroppgaven skal presentere utvalgte analyser av stabilitet og bergspenningsforhold for det planlagte tunnelkryssområdet under Kvitsøy, inkludert en vurdering av beregningsresultatenes innvirkning på vanskelighetsgrad og drivetekniske aspekter. Målsettingene med arbeidet er å:

- Utføre en tredimensjonal elastisk endelig-element-analyse i *RS3* (Rocscience, 2017b) av Kvitsøykrysset, inkludert en parameterstudie med hensyn på in-situ bergspenninger. Analysen har til hensikt å skape en overordnet forståelse av de sekundære bergspenningene i kryssområdet og identifisere områder utsatt for hhv. spenningskonsentrasjon og spenningsavlastning. Med sekundærspenning menes redistribusjon av spenninger som følge av uttak.
- Utvide den aksesymmetriske plastiske endelig-element-analysen fra prosjektoppgaven, utført i *RS2* (Rocscience, 2017a). Hensikten med utvidelsen er å undersøke effekten av ulike bergspenningsfelt og materialmodeller på rundkjøringsstabiliteten.
- Gjennomføre felt- og laboratorieundersøkelser for verifisering av bergmassekvalitet og opptredende sprekkesett, samt bestemmelse av sprekkeplanenes skjærstyrke med utgangspunkt i Barton-Bandis-kriteriet. Resultatene skal benyttes i en grenselikevektsanalyse av strukturelt betinget stabilitet for hovedløpene og tverrforbindelsen mellom rundkjøringene. Denne skal gjennomføres som en probabilistisk analyse i *Unwedge* (Rocscience, 2017c), og inkludere bergsikring.

I tillegg til de ovennevnte punktene skal svakhetssoner og vannforhold drøftes kvalitativt. Deretter skal drivetekniske aspekter diskuteres i lys av Kvitsøykryssets komplekse utforming. Dette skal blant annet omfatte relevante anbefalinger til grunnundersøkelser, bergspenningsmålinger og deformasjonsovervåking i drive- og oppfølgingsfasen.

1.3 Begrensninger

Kvitsøykrysset er på mange måter unikt i norsk samferdselssammenheng, og erfaringsgrunnlaget fra lignende prosjekter er begrenset. I tillegg til at Boknafjordtunnelen blir verdens lengste og dypeste undersjøiske vegtunnel, representerer den komplekse geometrien på relativt stort dyp en ekstraordinær utfordring. Analysemetodene som er benyttet innebærer en rekke usikkerheter som diskuteres nærmere under.

Kvaliteten på en numerisk analyse er avhengig av kvaliteten på inngangsparameterne. For E39 Rogfast er det utført svært omfattende grunnundersøkelser for å få en fullstendig oversikt over geologiske forhold. Likevel er det knyttet vesentlig usikkerhet til en rekke forhold av betydning

for fremtidig stabilitetsanalyse, særlig in-situ bergspenninger. Usikkerhet i utførte spenningsmålinger og kompleks regional strukturgeologi medfører store lokale variasjoner i det tolkede spenningsfeltet. I tillegg gir utførte kjerneboringer, geofysiske undersøkelser og laboratorietester kun en indikasjon på bergmassens kvalitet og egenskaper. Selv om det er utført enkle parameterstudier i masteroppgaven, representerer de kun et utvalg av mulige forhold.

Store infrastrukturprosjekter prosjekteres i dag ofte med utgangspunkt i komplette 3D-modeller utarbeidet ved hjelp av dataassistert konstruksjon (DAK). Selv om det eksisterer potensiale for å utnytte DAK-modellene til bergtekniske beregningsformål, er inkompatibilitet med beregningsmetodene som benyttes i numerisk programvare en utfordring. Det ble gjort omfattende forsøk på å importere forhåndskonstruerte tredimensjonale geometrier inn i *RS3*, men uten hell. Følgelig betraktes det som kritisk å få på plass et grensesnitt som gjør overgangen fra visualiserings- og konstruksjonsformål til numerisk anvendelse så sømløs som mulig.

Ved all numerisk modellering er det hensiktsmessig å starte med enkle geometrier. Deretter kan modellen detaljeres slik at den i større grad ligner den reelle utformingen av utgravningen. En slik detaljering er utfordrende og tidkrevende, da økt detaljeringsgrad øker risikoen for konstruksjonsfeil og/eller inkompatibilitet med den numeriske programvaren. En masteroppgave vil i utgangspunktet være begrenset til relativt enkle geometrier, først og fremst med tanke på den relativt korte tidsrammen, og tilgjengelige ressurser. Likevel vil konstruksjon av 3D-modeller kunne medføre enkelte konstruksjonsfeil. Dette er tilfellet i analysen av snitt A_1 - A_2 i delkapittel 5.2.2, hvor bredden av en rektangulær pilar er underestimert grunnet en koordinatfeil.

1.4 Grunnlagsmateriale

En oversikt over grunnlagsmaterialet som er benyttet under arbeidet med masteroppgaven er presentert i tabell 1.2. Oversikten inkluderer også grunnlagsmaterialet som ble benyttet under utarbeidelse av prosjektoppgaven høsten 2018 (Mathiassen, 2018). For referanse til originale utførelsesrapporter for grunnundersøkelser, herunder refraksjonsseismikk, kjerneboring etc., henvises det til ingeniørgeologisk rapport fra konkurransegrunlaget (Dammyr et al., 2018).

Tabell 1.2: Oversikt over benyttet grunnlagsmateriale.

| Publisert | Tittel | Forfatter |
|------------------|---|---|
| Juni 2003 | <i>Rogfast-tunnelen, ingeniørgeologisk analyse av trasé/linjeføring og tverrsnittsutforming. Del 1. Masteroppgave ved NTNU.</i> | A. Gjerde |
| 15.11.2006 | <i>Geological and geophysical investigations for the Rogfast project. NGU Report 2006.076.</i> | NGU v/ J.S. Rønning et al. |
| 20.12.2011 | <i>Geological investigations by drill core logging for the Rogfast tunnel project. NGU Report 2011.034.</i> | NGU v/ A. Saintot & A. Solli |
| Juni 2012 | <i>Rogfasttunnelen. Analyse av drivetekniske forhold, stabilitet og sikringsbehov for avgreining til Kvitsøy. Masteroppgave ved NTNU.</i> | L.E. Friestad |
| 12.03.2012 | <i>Berspänningsmetningar i borrhål BH-04-11, Krågøy, Kvitsøy kommune.</i> | Pöyry v/ D. Ask |
| 07.05.2012 | <i>Geologisk rapport for E39 Rogfast. Vedlegg til Temarapport Geologi.</i> | SINTEF v/ K.H. Holmøy et al. |
| 2014 (u.d.) | <i>Geological investigations for the ROGFAST project in the area between Kvitsøy and Bokn. NGU Report 2014.054.</i> | NGU v/ A. Solli & Ø. Nordgulen |
| Juni 2014 | <i>Rogfast, analyse av TBM-driving gjennom svakhetssone med fokus på skvising. Masteroppgave ved NTNU.</i> | S. Todnem |
| 02.02.2015 | <i>Geologisk rapport for E39 Rogfast. Vedlegg til Temarapport Geologi.</i> | SINTEF v/ K.H. Holmøy et al. |
| 25.08.2016 | <i>E39 Rogfast. Kjernelogging. Presentasjon av loggdata. 217990-RIGberg-RAP-001.</i> | Multiconsult v/ R. Slobodinski & Ø. Riste |
| 03.11.2016 | <i>Hydraulisk splitting ved Kvitsøy og Tungenes. E39 Rogfast.</i> | SINTEF v/ T. Larsen & S. Hagen |
| 15.06.2018 | <i>NO-60-GEO Entreprise E02. Ingeniørgeologisk rapport for Kvitsøytunnelen og Boknafjordtunnelen midt. Konkurransgrunnlag.</i> | Norconsult v/ Ø. Dammyr et al. |
| 18.12.2018 | <i>Vurdering av stabilitet og bergspenningsforhold for Kvitsøykrysset, E39 Rogfast. Prosjektoppgave ved NTNU.</i> | S.F. Mathiassen |

2 Erfaringer fra prosjektoppgaven

I dette kapitlet gjengis de viktigste funnene som ble gjort under arbeidet med fordypningsprosjektet *Vurdering av stabilitet og bergspenningsforhold for Kvitsøykrysset, E39 Rogfast* (Mathiassen, 2018). Innledningsvis presenteres målsettingene med arbeidet slik de ble fremstilt i prosjektoppgaven, etterfulgt av en oversikt over erfaringene fra utførte eksempelstudier. Deretter gjengis den overordnede vurderingen av in-situ bergspenningsforhold, samt de viktigste resultatene fra utførte stabilitetsanalyser. Avslutningsvis oppsummeres bakgrunnen for numerisk modellering av Kvitsøykrysset i korte trekk, inkludert valg av metode.

2.1 Målsettinger

Prosjektoppgaven omhandlet en vurdering av stabilitet og bergspenningsforhold for Kvitsøykrysset, E39 Rogfast. Målsettingene med arbeidet var å:

- Presentere en oversikt over forhold av betydning for stabiliteten i tunneler og bergrom, herunder in-situ bergspenninger og bergmekaniske parametere av spesiell betydning, inkludert undersøkelsesmetodikk i felt og laboratorium.
- Gjennomføre et litteraturstudium med fokus på erfaringer fra lignende kryssområder og komplekse bergrom.
- Innhente, gjennomgå og presentere relevant grunnlagsmateriale, f.eks. knyttet til utforming av kryssområdet, regionalgeologi og resultater fra ingeniørgeologiske grunnundersøkelser, både feltundersøkelser og laboratorieanalyser.
- Utføre en innledende vurdering av aktuelle bruddformer og stabilitetsproblemer for kryssområdet, samt gjennomføre relevante metoder for empirisk og analytisk stabilitetsanalyse. Det ble også utført en innledende numerisk analyse.
- Gjøre rede for valg av numerisk modellering som et egnet analyseverktøy for stabilitetsanalyse av Kvitsøykrysset, og drøfte fordeler og ulemper med 2D- kontra 3D-modellering av kryssområdet.

I tillegg til de ovennevnte punktene ble det også utarbeidet en plan for videreføring av arbeidet med prosjektoppgaven til en masteroppgave. Planen samsvarer til dels med målsettingene presentert i delkapittel 1.2.

2.2 Eksempelstudier

I arbeidet med prosjektoppgaven ble det utført tre eksempelstudier. Hensikten med disse var å gi innsikt i ulike prosedyrer og metoder som benyttes for å løse omfattende bergtekniske

problemstillinger, herunder tredimensjonal numerisk modellering. I tillegg ga studiene indikasjoner på sannsynlige bergspenningsforhold og stabilitetsproblemer for undergrunnsstrukturer av tilvarende kompleksitet som Kvitsøykrysset. Tabell 2.1 presenterer en oversikt over de viktigste erfaringene fra eksempelstudiene.

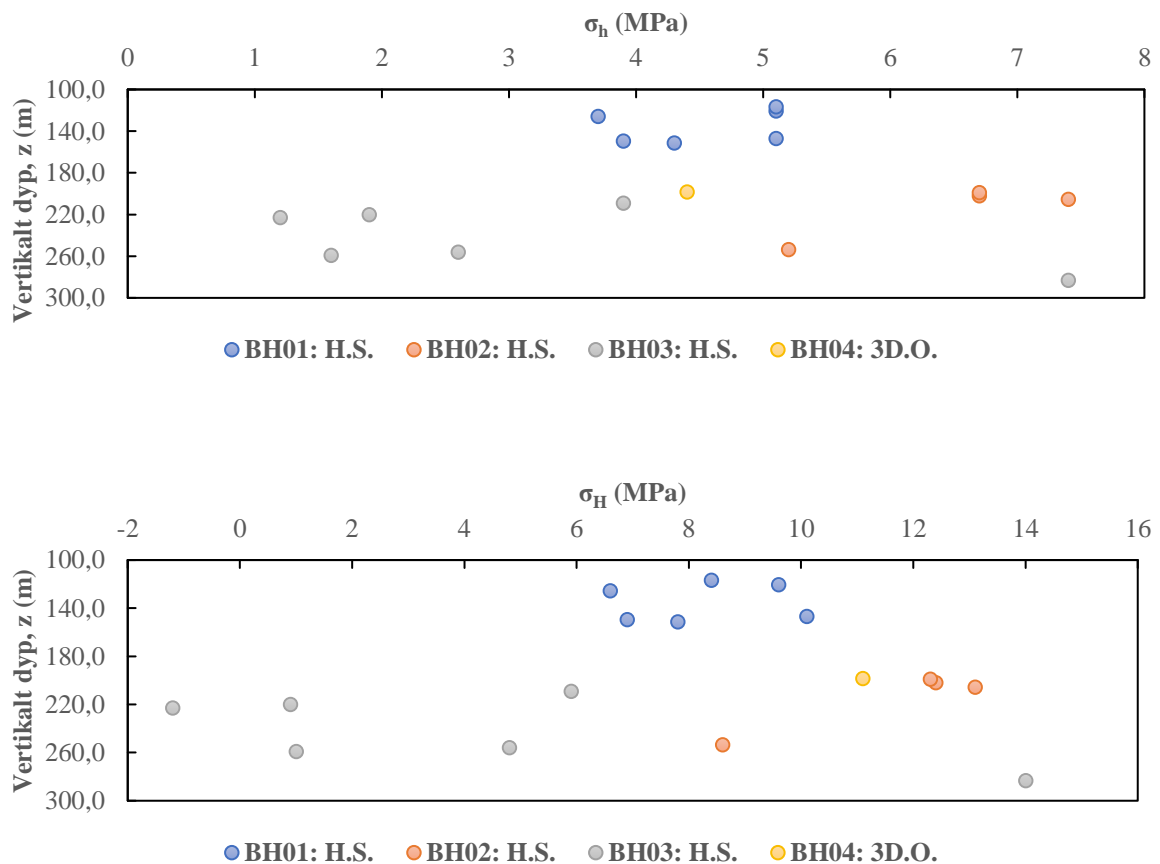
Tabell 2.1: Oversikt over utførte eksempelstudier fra prosjektoppgaven.

| Prosjekt (referanse) | Situasjonsbeskrivelse | Metode for stabilitetsanalyse | Viktige erfaringer |
|---|---|--|--|
| Citybanan, Stockholm (Sjöberg et al., 2006) | Stabilitetsanalyse av fire kryssområder mellom Citybanan og eksisterende energitunneler. Det er anslått deformasjoner og endringer i stabilitetsforhold i energitunnelene forårsaket av driving av tog tunnelen, samt bestemt nødvendig bergsikring i tog tunnelen. | Innledende tredimensjonal numerisk modellering i <i>FLAC3D</i> . Påfølgende design av bergsikring basert på empiriske og analytiske metoder, herunder Q-systemet og blokkanalyse i <i>Unwedge</i> . Avsluttende numerisk analyse av sikret tunnel. | Illustrerer hvordan samtidig utnyttelse av grunnleggende empiriske og analytiske metoder og to- og tredimensjonal numerisk analyse gir et godt grunnlag for tilpassing av driving og bergsikring. |
| Follobanen / Ekeberg tunnelene, Oslo (Trinh et al., 2018) (Trinh et al., 2017) (Holmøy et al., 2015) | Follobanen og Østfoldfolden føres i umiddelbar nærhet til eksisterende tunneler under Ekebergåsen. Det er vurdert hvordan utbyggingen av jernbanetunnelene påvirker stabiliteten i eksisterende tunneler. | Sekvensiell tredimensjonal numerisk modellering i <i>FLAC3D</i> , tilpasset driveprosessen. Omfattende bergspenningsmålinger og deformasjons- overvåking. | Illustrerer betydningen av pålitelige inngangsparametere for kontinuerlig optimalisering av modellen. Belyser pilarstabilitet som aktuelt for kompleks geometri. |
| Kiirunavaara gruve, Kiruna (Vatcher et al., 2014a) (Vatcher et al., 2014b) | Opptreden av seismisitet og bergslagsproblematikk ved økende produksjonsdyp. Det er etablert et undersøkelsesprogram for vurdering av påvirkningen av styrkeparametere og strukturgeologiske forhold på bergmassens oppførsel. | Numerisk modellering på to ulike nivåer: gruve- og blokk skala. Kontinuumsmodeller er etablert i <i>3DEC</i> for overordnet forståelse av in-situ bergspenninger, induert spenningsomlagring og bruddmekanismer. | Illustrerer betydningen av parameterstudier for behandling av usikkerhet i inngangsparametere, samt adaptiv metodologi for modellering. Elastisk modell er tilstrekkelig for prediksjon av storskala sekundære bergspenninger. |

2.3 In-situ bergspenningsforhold

In-situ bergspenningsforhold i området for Kvitsøykrysset forventes å være komplekse. Både størrelse og orientering av in-situ bergspenninger vil påvirkes av strukturgeologiske forhold. For detaljer henvises det til Ask (2012), Larsen og Hagen (2016) og Mathiassen (2018).

Utførte bergspenningsmålinger utviser svært stor lokal variasjon (figur 2.1). Generelt kan det sies at resultatene fra hydraulisk splitting i kjerneborehull BH-02-2016 er mest pålitelig. De utviser liten variasjon i avtrykksorientering og relativt like verdier. Følgelig antas største og minste horisontalspenning å være hhv. 8-16 MPa og 5-8 MPa ved ca. 250 m dyp. Til tross for at det overordnede bergspenningsbildet antas å overensstemme med resultatene fra BH-02-2016, er det ikke usannsynlig at enkelte områder kan utvise svært lave bergspenninger, som målt i BH-03-2016. Slik avspenning kan for eksempel forekomme i nærheten av svakhetssoner, og er kritisk for vurdering av strukturelt betinget stabilitet. Orienteringen av største horisontalspenning (σ_H) varierer mellom N-S og Ø-V. Dette samsvarer godt med retningene for de strukturgeologiske lineamentene for Boknafjordregionen. Sannsynlig retning for σ_H er N045°Ø.



Figur 2.1: Resultater fra bergspenningsmålinger for hhv. minste (øverst) og største (nederst) horisontalspenning. Verdier fra hydraulisk splitting (H.S.) tilsvarer lukketrykk. Verdi fra 3D-overcoring (3D.O.) er beregnet ved dekomponering av hovedspenninger. Av Mathiassen (2018).

Tabell 2.2: Sannsynlige størrelsesintervaller og orientering for in-situ bergspenninger ved ca. 250 m dyp basert på tolkning av utførte bergspenningsmålinger. Modifisert etter Mathiassen (2018).

| | Nedre | Sannsynlig | Øvre | Orientering |
|------------------|-------|------------|------|-------------|
| σ_H (MPa) | 8,0 | 12,0 | 16,0 | NØ-SV |
| σ_h (MPa) | 5,0 | 6,5 | 8,0 | NV-SØ |
| σ_v (MPa) | 7,0 | 7,0 | 12,0 | |

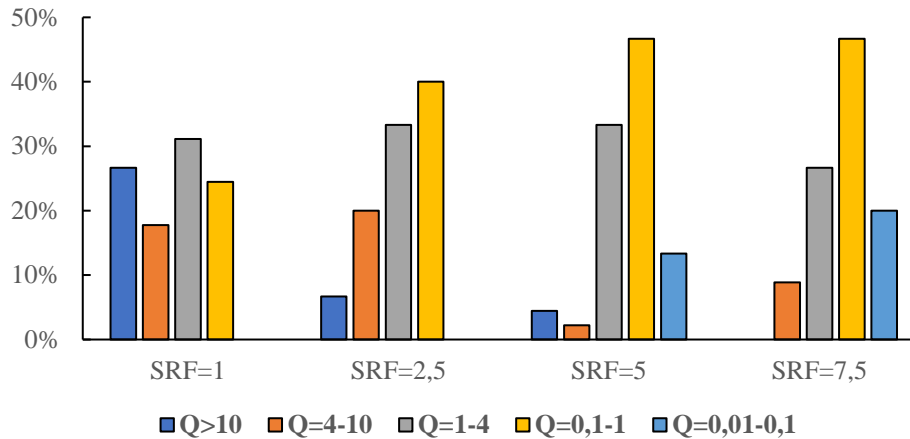
Oftest antas vertikalspenningen å tilsvare overlagingstrykket. Utførte bergspenningsmålinger indikerer imidlertid at lokalt høye vertikalspenninger kan forekomme. Under utførelse av hydraulisk splitting på Tungenes (BH-05-2016) ble det indusert horisontal splitt ved 160 m overdekning. Splittetrykket var ca. 60 % høyere enn den teoretiske vertikalspenningen (Larsen og Hagen, 2016). Resultater fra 3D-overcoring ved ca. 200 m dyp viser vertikalspenning på nærmere 12 MPa (Ask, 2012). Det foreligger ikke datagrunnlag som indikerer vertikalspenning lavere enn overlagingstrykket. En oppsummering av tolkede in-situ bergspenninger ved ca. 250 m dyp er presentert i tabell 2.2.

2.4 Empirisk vurdering av bergmassekvalitet og bergsikring ved Q-systemet

I prosjektoppgaven er Q-systemet for bergmasseklassifisering brukt for å drøfte påvirkningen av kompleks geometri og strukturgeologi på bergmassekvalitet og bergsikringsbehov.

Ved evaluering av bergmassekvalitet og bergsikringsbehov for tunnelkryss bør det tas ekstra hensyn ved bestemmelse av tallet for sprekkeseett J_n , samt tunnelkryssets dimensjoner. For et tunnelkryss med bergmasse av middels kvalitet ($Q = 4-10$) vil sikringskategorien i Q-systemet øke fra SK3 til SK5, dersom J_n multipliseres med en faktor 3 og spennet økes fra 10 til 20 m.

Bergmasseklassifiseringen utført i konkurransegrunnlaget for entreprise E02 er basert på den såkalte Q' -verdien (Dammyr et al., 2018). Denne skiller seg fra den konvensjonelle Q -verdien ved at sprekkvannstallet J_w og spenningsfaktoren SRF er satt lik 1. Ved vellykket utførelse av forinjeksjon er det rimelig å anta tørre bergrom eller mindre innsig. Kryssende svakhetssoner vil imidlertid kunne medføre ugunstige bergspenningsforhold som må hensyntas ved vurdering av bergsikringsbehov. Dersom skjærsoner medfører avspenning av kompetent sideberg, økes spenningsfaktoren avhengig av alvorlighetsgrad (NGI, 2015). For å illustrere hvordan dette påvirker Q -verdien, ble det tatt utgangspunkt i en 45 m lang seksjon fra dyp 115 til 160 m i BH-02-2016. Sentrale deler av denne seksjonen er karakterisert av svært dårlig bergmassekvalitet. Figur 2.2 presenterer prosentvis fordeling av bergmassekvalitet etter Q-systemet for SRF lik 1, 2,5, 5 og 7,5. Fordelingen er ikke ment å fastsette distribusjonen av sikringsklasser, men den



Figur 2.2: Prosentvis fordeling av bergmassekvalitet etter Q-systemet for ulike verdier av SRF. Seksjonen som er analysert er 115-160 m av BH-02-2016. Av Mathiassen (2018).

illustrerer hvordan en økende spenningsfaktor som følge av opptreden av skjærsoner gir betraktelig redusert Q-verdi og påfølgende økt bergsikringsbehov.

2.5 Analyse av strukturelt betinget stabilitet i *Unwedge*

I arbeidet med prosjektoppgaven ble det utført en innledende analyse av strukturelt betinget stabilitet for to tverrsnitt i *Unwedge*. Det første tverrsnittet representerer hovedløpene i Boknafjordtunnelen, mens det andre representerer tverrforbindelsen mellom de to rundkjøringsområdene. I mangel på datagrunnlag for estimering av sprekkeplanenes skjærstyrke ble analysen utført utelukkende for å undersøke potensialet for blokkdannelse. Det ble utført en enkel parameterstudie med hensyn på fall/fallretning for foliasjonen i kombinasjon med to andre sprekkesett, basert på oppsprekking rapportert av Rønning et al. (2006).

Resultatene fra stabilitetsanalysen viste at kritisk blokkdannelse vil kunne inntreffe i begge de undersøkte tunneltverrsnittene, både i hengen og i veggene. Fordi foliasjonsretningen antas å variere stort over korte avstander kan flere scenarier av blokkdannelse undersøkt i parameterstudien inntreffe samtidig i ulike tunnellop. En utvidet grenselikevektsanalyse er presentert i kapittel 7 av denne studien.

2.6 Aksesymmetrisk numerisk analyse av rundkjøringspilarer i *RS2*

For innledende stabilitetsanalyse av rundkjøringene i kryssområdet ble det utført en todimensjonal aksesymmetrisk analyse i endelig-element-programvaren *RS2* (Rocscience, 2017a). Analysen ble utført som en parameterstudie med hensyn på horisontalspenning og bergmassekvalitet. På forhånd var det forventet at største sekundære hovedspenning ville orienteres omtrent vertikalt, og at in-situ horisontalspenning ville ha liten innvirkning på denne.

Tabell 2.3: Parameterstudie for aksesymmetrisk numerisk analyse av rundkjøring.

| Scenario | Materialtype | Horisontalspenning | GSI / GSI_r |
|----------|--------------|----------------------|---------------|
| 1 | Elastisk | $\sigma_H = 12$ MPa | 75 / - |
| 2 | Elastisk | $\sigma_h = 6,5$ MPa | 75 / - |
| 3 | Plastisk | $\sigma_h = 6,5$ MPa | 75 / 27 |
| 4 | Plastisk | $\sigma_h = 6,5$ MPa | 55 / 26 |

Tabell 2.4: Inngangsparametere til aksesymmetrisk numerisk analyse av rundkjøring.

| Parameter | Verdi |
|---|---------|
| Enaksiell trykkfasthet for intakt berg, σ_{ci} | 80 MPa |
| m_i | 20 |
| Forstyrrelsesfaktor, D | 0 |
| Youngs modul for intakt berg, E_i | 62 GPa |
| Poissons forholdstall, ν | 0,25 |
| Vertikalspenning (overlagringstrykk) | 7,4 MPa |

Fire ulike scenarier ble analysert (tabell 2.3). Øvrige inngangsparametere er presentert i tabell 2.4. Den generaliserte Hoek-Diederichs-metoden ble benyttet for estimering av bergmassens deformasjonsmodul (Hoek og Diederichs, 2006). Residualverdier for GSI ble bestemt ut ifra sammenhengen presentert av Cai et al. (2007).

Som forventet hadde valg av horisontalspenning liten innvirkning på fordelingen av største sekundære hovedspenning. Den er heretter omtalt som «pilarbelastningen», da den er orientert vertikalt. For begge de elastiske scenariene var maksimal spenning i senterhøyden av pilaren i størrelsesorden 18-20 MPa. Spenningskonsentrasjon på konturen var fremtredende i overgangen pilar/såle og i overgangen pilar/heng. For begge de plastiske scenariene ble det observert bruddannelse på pilarkonturen, men bruddutviklingen opphørte 1-2 m inn i pilaren. Oppsummert viste analysen at den overordnede styrken av pilarene er tilfredsstillende, forutsatt at de plasseres i bergmasse av god kvalitet og vertikalspenningen tilsvarer overlagringstrykket.

2.7 Bakgrunn og metode for numerisk modellering av Kvitsøykrysset

Utformingen av Kvitsøykrysset gjør det nødvendig å ta i bruk sofistikerte verktøy for analyse av stabilitet og bergspenningsforhold. Avslutningsvis i prosjektoppgaven ble det gjort rede for numerisk modellering som et egnet verktøy for videre stabilitetsanalyse av Kvitsøykrysset,

samt bakgrunn for valg av numerisk metode. Herunder ble også fordeler og ulemper med 2D-kontra 3D-modellering av kryssområdet drøftet.

Ulike argumenter for videre numerisk modellering av Kvitsøykrysset ble fremhevet. For det første er numerisk analyse godt egnet for parameterstudier. Dette er essensielt ved vurdering av komplekse bergtekniske problemstillinger hvor det er stor variasjon og usikkerhet i tilgjengelig beregningsgrunnlag. Videre vil numerisk analyse kunne identifisere områder utsatt for spenningsavlastning og spenningskonsentrasjon. Sist, men ikke minst, vil en numerisk modell potensielt ha stor nytteverdi i drive- og oppfølgingsfasen av prosjektet. Sammen med kontinuerlig overvåking av bergspenninger og deformasjoner og kan modellen benyttes til å forutse stabilitetsproblemer og optimalisere den videre driveprosessen.

Valg av numerisk metode innebærer en vurdering av flere ulike aspekter. Den komplekse geometrien av Kvitsøykrysset vil medføre en uforutsigbar spenningsomlagring som nødvendigvis gjør en tredimensjonal analyse. Imidlertid er todimensjonale modeller godt egnet for enkelte områder (f.eks. den utførte aksesymmetriske analysen av rundkjøringene). Bakgrunnen for valget av en kontinuumsmodell er ønsket om å oppnå en overordnet forståelse av in-situ bergspenninger og spenningsomlagring ved driving av Kvitsøykrysset. Modellen vil ikke inneholde styrende diskontinuiteter, og det antas at bergmassen utviser isotrop oppførsel. Eksempelstudiet av Kiirunavaara gruve har også illustrert at en elastisk modell er tilstrekkelig for å predikere overordnet fordeling av sekundære bergspenninger.

3 Teori

Følgende kapittel vil ta for seg teoretiske betraktninger tilknyttet utførte stabilitetsanalyser. Første del vil gi en grunnleggende innføring i endelig-element-metoden slik den er implementert i *RS2* og *RS3*. Deretter gjengis grunnleggende teori tilknyttet bergmassens styrke og deformasjonsegenskaper, samt Barton-Bandis-kriteriet for estimering av skjærstyrken til diskontinuiteter. Avslutningsvis gis en innføring i beregning av sikkerhetsfaktor ved grenselikevekstanalyse i *Unwedge*, inkludert partialfaktorprinsippet og probabilistisk analyse.

3.1 Endelig-element-metoden i *RS2/RS3*

Endelig-element-metoden (FEM: eng. «Finite Element Method») er en numerisk metode som kan benyttes til å løse en rekke ingeniørvitenskapelige problemstillinger. Herunder inkluderes geotekniske og bergmekaniske problemer som ikke kan løses utelukkende ved bruk av analytiske og empiriske metoder. Endelig-element-metoden er en approksimativ metode. Følgelig avhenger kvaliteten på analyseresultatet i stor grad av forenklingene som er benyttet ved modellering av det reelle problemet. For bergmekaniske problemstillinger omfatter dette blant annet modellering av bergmassens styrke og deformasjonsegenskaper, samt in-situ bergspenningsforhold. I tillegg til valg av nevnte inngangsparametere, vil kvaliteten på resultatet påvirkes av at beregningsmetoden i seg selv er approksimativ. Tilfredsstillende numerisk nøyaktighet avhenger blant annet av modellstørrelse, elementtype, mesh-tetthet, grensebetingelser og konvergenzkriterium for beregning av kraftlikevekt (Nordal, 2018).

De følgende avsnittene vil gi en prinsipiell innføring i beregningsmetodene for FEM-analyse. For matematiske utledninger og ytterligere detaljer henvises det til Pande et al. (1990). Ved FEM-analyse deles bergmassen inn i elementer med tilhørende knutepunkter kalt noder. Hvert av elementene er karakterisert av en stivhetsmatrise fremstilt ved integrasjon. Stivhetsmatrisene for hvert enkelt element samles til en global stivhetsmatrise, som gir sammenhengen mellom påført inkrementell last og inkrementell forskyvning i nodene. Ved beregninger i *RS2/RS3* gjøres en fundamental antagelse: stivhetsmatrisen er uavhengig av lastnivået. Antagelsen omtales ofte som «Initial Stiffness Method» (Rocscience, 2019a).

Når in-situ bergspenninger defineres i *RS2/RS3* sammen med tilhørende grensebetingelser, utsettes materialmodellen for en ekstern belastning. Ved påføring av en inkrementell last beregnes tilhørende inkrementelle forskyvninger i nodene. De inkrementelle forskyvningene benyttes for å bestemme tøyningssinkremitter i hvert enkelt element. Ved anvendelse av elastisitetsteorien, herunder Youngs modul og Poissons forholdstall for bergmassen, beregnes

tilhørende inkrementelle interne spenninger i elementene. Integrasjon av interne spenninger gir interne krefter i nodene. Disse sammenlignes avslutningsvis med eksterne krefter i nodene som følge av påført inkrementell last. Hvis beregningene viser uakseptabel ubalanse, repeteres beregningene. Prosessen er iterativ. Etter hvert som beregningene gjentas vil forskyvningsinkrementene bli mindre og mindre. Til slutt vil tilfredsstillende kraftlikevekt oppnås. Hva som er akseptabelt er bestemt av et forhåndsdefinert konvergenzkriterium.

Ved plastisk modellering påføres nye lastinkremer til spesifisert ekstern belastning er oppnådd. Elementlasten begrenses av bruddkriteriet for bergmassen. Dersom bergmassens styrke overskrides for ett element, vil dette elementet fortsette å deformere seg uten å ta opp ytterligere last. Residualbelastningen på bruddelementet avhenger av materialmodellen for postbruddtilstand beskrevet i delkapittel 3.2.3. Dersom ett element går i brudd overføres det last til naboelementene helt til bergmassens styrke forhindrer videre bruddutvikling. Modellen har da nådd likevekt. For elastisk modellering påføres spesifisert ekstern belastning i ett lasttrinn. Elementlasten er ubegrenset, uten hensyn til bruddkriteriet.

3.2 Bergmassens styrke og deformasjonsegenskaper

Foruten in-situ bergspenningsforhold, styres stabiliteten i tunneler og bergrom i stor grad av bergmassens styrke og deformasjonsegenskaper. Egenskapene avhenger av bergmassens kvalitet, f.eks. uttrykt ved Geological Strength Index (*GSI*). Utførte stabilitetsanalyser tar utgangspunkt i det generaliserte Hoek-Brown-kriteriet for estimering av bergmassens styrke (Hoek og Brown, 1997, Hoek og Brown, 2018, Hoek et al., 2002). For estimering av bergmassens deformasjonsmodul benyttes den generaliserte Hoek-Diederichs-metoden (Hoek og Diederichs, 2006). Nedenfor gis også en beskrivelse av bergmassens oppførsel i postbruddstilstand etter prinsipper presentert av Hoek og Brown (1997) og Cai et al. (2007).

3.2.1 Det generaliserte Hoek-Brown-kriteriet

Det generaliserte Hoek-Brown-kriteriet for oppsprukket bergmasse er definert som følger:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (1)$$

hvor σ'_1 og σ'_3 er hhv. største og minste effektive hovedspenning, m_b , s og a er konstanter som avhenger av bergmassens egenskaper og σ_{ci} er enaksiell trykkfasthet for intakt berg. Effektivspenningene er styrt av grunnvannstrykket som foreligger langs sprekkeplanene. Ved anvendelse av det generaliserte Hoek-Brown-kriteriet antas en diskontinuerlig, isotrop berg-

masse, hvor størrelsen på de individuelle blokkene er tilstrekkelig liten i forhold til størrelsen av bergrommet som skal analyseres. Følgende likninger benyttes for bestemmelse av materialparameterne:

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

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

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (4)$$

hvor m_i er Hoek-Brown-konstanten for intakt berg bestemt ved triaksialforsøk.

GSI (Geological Strength Index) er en kvantifisering av bergmasseforholdene som sammen med egenskapene til intakt berg kan benyttes til å estimere bergmassens styrke for ulike geologiske forhold. Den avhenger av bergmassens blokkstruktur, samt overflateforholdene langs blokkgrensene. Kantete blokker med rene, ru sprekkeflater resulterer i en mye sterkere bergmasse enn avrundede blokker omgitt av forvitret og omdannet materiale. Ved anvendelse av systemet anbefales det å angi et passende intervall for GSI -verdien. Et diagram for bestemmelse av GSI -verdien er presentert av Hoek og Marinos (2000).

D er en forstyrrelsesfaktor som hensyntar sprengningsindusert skade og spenningsavlastning ved driving. Faktoren varierer fra 0 for uforstyrret in-situ bergmasse til 1 for svært forstyrret bergmasse. Forstyrrelsesfaktoren skal kun benyttes innenfor den sprengningsinduserte skadesonen. Denne er oftest begrenset til en 1-2 m tykk sone rundt utgravningsgeometrien avhengig av kvaliteten på kontursprengningsarbeidet.

3.2.2 Bergmassens deformasjonsegenskaper

Den generaliserte Hoek-Diederichs-metoden for estimering av bergmassens deformasjonsmodul kan uttrykkes som følger:

$$E_{rm} = E_i \left(0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right) \quad (5)$$

Ved hjelp av modulforholdet (MR: eng. «modulus ratio») presentert av Deere (1968) og modifisert av Palmström og Singh (2001) og Hoek og Diederichs (2006), kan deformasjonsmodulen for intakt berg estimeres ved hjelp av følgende uttrykk:

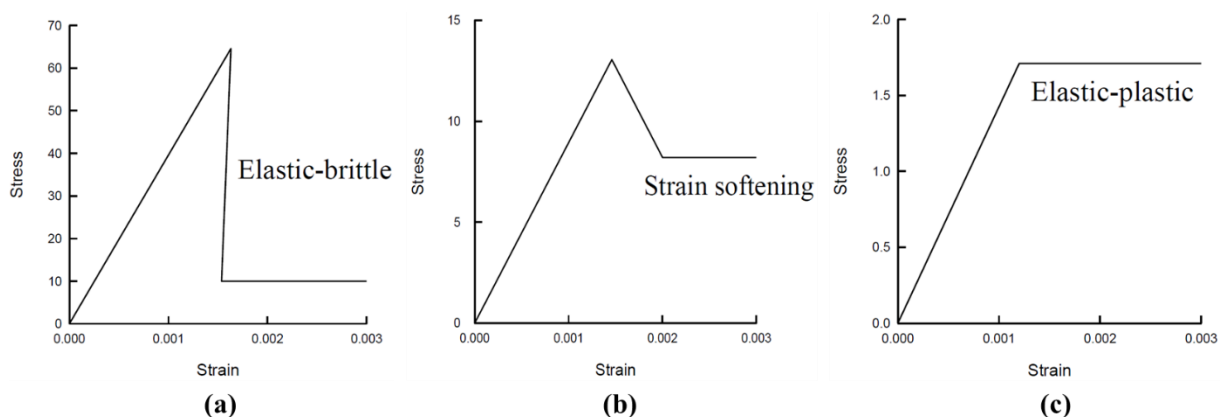
$$E_i = MR \cdot \sigma_{ci} \quad (6)$$

Uttrykket er nyttig når målte verdier for intakt deformasjonsmodul ikke er tilgjengelig, eller når uforstyrret prøvetaking er vanskelig. Generelt påvirkes bergartsstyrken i mindre grad av skade på prøvestykket enn deformasjonsmodulen (Hoek og Diederichs, 2006).

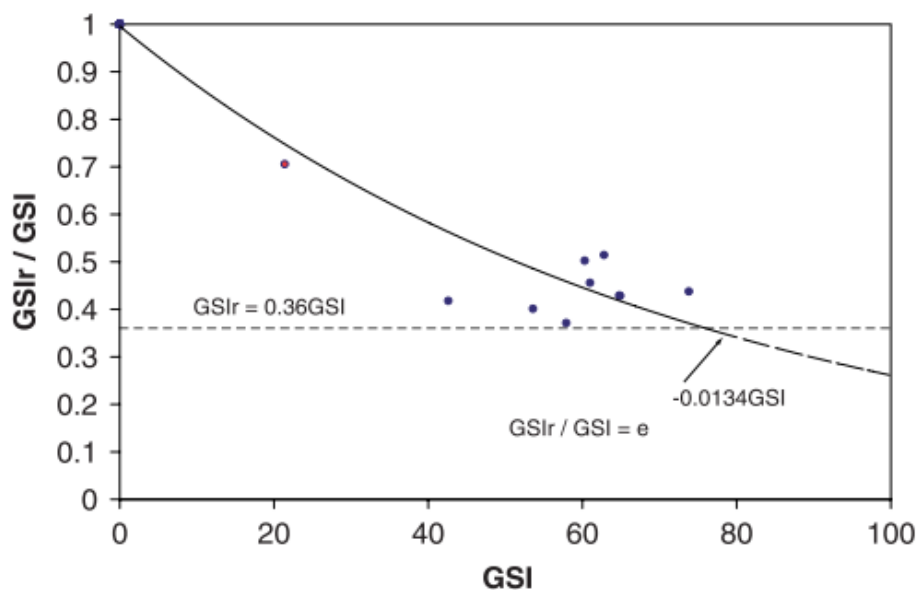
3.2.3 Bergmassens oppførsel i postbruddtilstand

Som nevnt i beskrivelsen av endelig-element-metoden (delkapittel 3.1), er residualbelastningen på bruddelementer avhengig av materialmodellen for postbruddtilstand. Figur 3.1 illustrerer et erfaringsbasert utgangspunkt for karakterisering av bergmassens egenskaper etter brudd. Hard bergmasse av svært god kvalitet vil oppføre seg elastisk-sprøtt. Ved maksimal belastning reduseres den lastbærende evnen umiddelbart, og styrken avtar betraktelig. For myk bergmasse av svært dårlig kvalitet vil oppførselen være tilnærmet elastisk-perfekt-plastisk. Ved maksimal belastning fortsetter bergmassen å deformeres ved et konstant spenningsnivå tilsvarende maksimal styrke.

For bergmasse av middels kvalitet, reduseres den lastbærende evnen gradvis med økende deformasjon etter at toppunktet er nådd, såkalt «strain-softening»-oppførsel. Til slutt stabiliseres styrken på en residualverdi. Ifølge Hoek og Brown (1997) er det rimelig å anta at bergmassens residuale styrke og deformasjonsegenskaper kan estimeres ved å redusere GSI -verdien fra verdien for in-situ bergmasse til en verdi som er karakteristisk for postbruddtilstanden (GSI_r). En empirisk sammenheng mellom maksimal og residual GSI -verdi presentert av Cai et al. (2007) er illustrert i figur 3.2.



Figur 3.1: Postbruddkarakteristika for bergmasse av varierende kvalitet: (a) hard bergmasse av svært god kvalitet (b) bergmasse av middels kvalitet (b) myk bergmasse av svært dårlig kvalitet. Av Hoek (2007b).



Figur 3.2: Forhold mellom GSI/GSI_r og GSI . Den rette stiplede linjen representerer resultatet til Russo et al. (1998), hvor GSI_r er estimert å være 36 % av GSI . Av Cai et al. (2007).

Residualverdien for GSI vil påvirke både bruddkriteriet og bergmassens deformasjonsmodul i postbruddtilstand. For bruddkriteriet defineres residualstyrken. Merk at $RS2$ og $RS3$ antar en umiddelbar reduksjon i styrke, dvs. programkoden muliggjør ikke «strain-softening»-oppførsel. Hvis bergmassen utsettes for en ny lastendring etter at materialet har gått i brudd, vil den tilhørende elastiske deformasjonen styres av en residual deformasjonsmodul bestemt av GSI_r .

3.3 Skjærstyrken til diskontinuiteter og grenselikevektsanalyse i *Unwedge*

I områder med lave bergspenninger er bergmassens oppførsel kontrollert av diskontinuiteter. Her er blokkutfall og kileutglidninger forårsaket av sprekker som skjærer hverandre den vanligste bruddformen. Ved analyse av strukturelt betinget stabilitet må skjærstyrken til relevante sprekkeplan bestemmes. Denne avhenger generelt av kohesjons- og friksjonsparametere for sprekkeplanene, samt normalspenningen på sprekken. Ved grenselikevektsanalyse bestemmes en sikkerhetsfaktor mot utglidning (FS: eng. «Factor of safety») definert som forholdet mellom motstandskrefter og drivende krefter.

3.3.1 Barton-Bandis-kriteriet for skjærstyrken til diskontinuiteter

Ved estimering av skjærstyrken til diskontinuiteter anvendes oftest det empiriske ikke-lineære Barton-Bandis-kriteriet, beskrevet av Barton og Bandis (1990):

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

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20(r/R) \quad (8)$$

hvor,

ϕ_r er residual friksjonsvinkel

JRC er sprekkeruhetskoeffisienten (eng. «joint roughness coefficient»)

JCS er trykkfasthet for sprekkeplanet (eng. «joint wall compressive strength»)

ϕ_b er basis friksjonsvinkel

r er Schmidt-hardhet for våt, forvitret og oppsprukken overflate

R er Schmidt-hardhet for tørr, uforvitret og saget overflate

En prosedyre for bestemmelse av inngangsparametere for Barton-Bandis-kriteriet er presentert av Grøneng og Nilsen (2009). Rapporten inneholder fremgangsmåte for bestemmelse av ϕ_b ved tiltstest, basert på beskrivelsen til Barton og Choubey (1977). Alternative metoder for bestemmelse av ϕ_b ved tiltstest er presentert av Alejano et al. (2018). Likn. (8) for bestemmelse av ϕ_r ved bruk av Schmidt-hammer er utviklet av Barton og Choubey (1977).

JRC kan bestemmes ved direkte måling av ruhetsamplitude og påfølgende estimering av JRC ved hjelp av diagrammet i figur 4.7 (Bandis et al., 1981, Barton og Bandis, 1990). En kan også benytte en profilmal til å karakterisere ruheten for en sprekkeflate. Utseendet for avtegnet profil sammenlignes deretter med standardprofiler publisert av Barton og Choubey (1977). Ved anvendelse av sistnevnte metode må skalaeffekter hensyntas. Korreksjoner er publisert av Bandis et al. (1981).

Foreslått metode for bestemmelse av sprekkeflatenes trykkfasthet ved bruk av Schmidt-hammer i felt er publisert av ISRM (1978). En revidert versjon er publisert av Aydin (2009). Rekylverdien konverteres til et estimat for JCS ved hjelp av diagrammet i figur 4.9, utviklet av Deere og Miller (1966). Ved bruk av Schmidt-hammer for bestemmelse av JCS bør det utføres korreksjon for skalaeffekter. Korreksjoner er publisert av Bandis et al. (1981).

Merk at likn. (7) ikke er gyldig for $\sigma_n = 0$. Under utvikling av det empiriske kriteriet undersøkte Barton og Bandis sprekkeflater under normalspenninger i intervallet (0, 1.6 MPa]. Barton og Choubey (1977) presiserer at den aktive friksjonsvinkelen $\phi_a = \phi_r + i = \tan^{-1}(\tau / \sigma_n)$ må være mindre enn 70° ved anvendelse av likn. (7), hvor i er ruhetsvinkelen. Dette kriteriet definerer også gyldighetsområdet for anvendelse av Barton-Bandis-kriteriet i *Unwedge* (Brent Corkum, Chief Technology Officer, Rocscience, personlig kommunikasjon (e-post),

22.03.2019). I nyere litteratur finnes det enkelte kriterier som definerer gyldighetsområdet for σ_n noe annerledes det som er presisert ovenfor (Grøneng og Nilsen, 2009, Li, 2017, Wyllie og Mah, 2004).

Merk at Barton-Bandis-kriteriet gjelder for sprekkeflater med kontinuerlig bergkontakt over hele sprekkeflaten. Skjærstyrken til sprekkeflater reduseres betraktelig dersom de er dekket av myk sprekkefylling, f.eks. leirbelegg. En omfattende gjennomgang av skjærstyrken til diskontinuiteter med sprekkefylling er publisert av Barton (1974). Dersom sprekkenes er fylt med vann, kan vanntrykket u estimeres og effektiv normalspenning, $\sigma'_n = \sigma_n - u$, benyttes i formlene beskrevet over.

3.3.2 Grenselikevektsanalyse i *Unwedge*

Følgende delkapittel gir en oversikt over de teoretiske betraktningene som ligger til grunn ved beregning av sikkerhet mot kileutglidning i tunneler og bergrom, slik de er beskrevet i brukermanualen for *Unwedge* (Rocscience, 2019c). Beregningene involverer følgende steg:

1. Bestemmelse av kilens geometri ved bruk av blokkteori (Goodman og Shi, 1985).
2. Bestemmelse av alle individuelle krefter som virker på en kile, og deretter beregning av resulterende aktiv og passiv kraftvektor for kilen.
3. Bestemmelse av glideretning for kilen.
4. Bestemmelse av normalkreftene på hvert kileplan.
5. Beregning av motstandskreftene fra sprekkenes skjærstyrke og strekkstyrke. Merk at strekkstyrke ikke inkluderes ved bruk av Barton-Bandis-kriteriet.
6. Beregning av sikkerhetsfaktoren.

I tillegg kan in-situ bergspenninger implementeres i *Unwedge*. Da bestemmes normal- og skjærkrefter på kileplanene ved grenseelementmetoden (BEM: eng. «Boundary Element Method»). BEM vies ikke ytterligere oppmerksomhet her, og det henvises til Pande et al. (1990) for detaljer. Ved konservativt design av bergsikring neglisjeres imidlertid oftest effekten av in-situ spenninger (Hoek, 2007c).

Ved analyse av strukturelt betinget stabilitet i *Unwedge* defineres orienteringen av tre distinkte sprekkeplan. Blokkdannelse som følge av kryssende sprekkeplan bestemmes så etter metoder beskrevet av Goodman og Shi (1985). Kilenes form er oftest tetraedrisk. Prismatiske kiler kan opptre dersom to av sprekkeplanene har identisk strøketretning. Når kilenes form og lokalisering er bestemt, beregnes blokkvolum, samt overflateareal og normalvektor for kileplanene.

Foruten skjærstyrken til sprekkeplanene, deles krefter som virker på en kile inn i aktive og passive krefter. Generelt representerer aktive krefter drivende krefter, mens passive krefter representerer motstandskrefter. Individuelle kraftvektorer beregnes for ulike forhold (f.eks. vekt av kilen, boltekraft, vanntrykk etc.) og summeres til én aktiv og én passiv resultantvektor. Blant aktive krefter regnes vekt av kilen, vekt av sprøytebetong, krefter fra vanntrykk og seismiske krefter. Eksempler på passive krefter er boltekraft og sprøytebetongens skjærmotstand. I tillegg kan det defineres et indre trykk på kileoverflaten på tunnelkonturen med enten aktivt eller passiv virkning.

Etter at aktive og passive krefter på kileplanene er beregnet, bestemmes glideretningen for kilen. I denne beregningen hensyntas kun aktive krefter. For en tetraedrisk kile finnes syv mulige retninger: Én representerer fritt fall, tre representerer glidning langs ett enkelt sprekkeplan og de tre siste representerer glidning langs skjæringslinja mellom to ulike sprekkeplan. Når glideretningen er bestemt, kan normalkreftene på alle kileplanene beregnes.

Motstandskrefter forårsaket av sprekkenes skjærstyrke kan bestemmes ved følgende uttrykk:

$$J_i = \tau_i a_i \cos \theta_i \quad (9)$$

hvor,

J_i er motstandskraften forårsaket av skjærstyrken til sprekkeplan i

τ_i er skjærstyrken til sprekkeplan i bestemt ved f.eks. Barton-Bandis-kriteriet

a_i er arealet av sprekkeplan i

θ_i er vinkelen mellom glideretningen og sprekkeplan i

Unwedge beregner tre ulike sikkerhetsfaktorer:

- i. sikkerhetsfaktor for fritt fall, F_f
- ii. sikkerhetsfaktor uten bergsikring, F_u
- iii. sikkerhetsfaktor med bergsikring, F_s

Ved beregning av sikkerhetsfaktor for fritt fall, F_f (likn. (10)), antas det at kun passive krefter virker mot utglidning, dvs. blokkutfall uten påvirkning fra sprekkeplanenes skjærstyrke.

$$F_f = \frac{-\mathbf{P} \cdot \mathbf{s}_0}{\mathbf{A} \cdot \mathbf{s}_0} \quad (10)$$

hvor,

F_f er sikkerhetsfaktor for fritt fall

\mathbf{P} er passiv resultantvektor

\mathbf{A} er aktiv resultantvektor

\mathbf{s}_0 er fallretning

Ved beregning av sikkerhetsfaktor uten bergsikring, F_u (likn. (11)), antas det at kun skjærkrefter langs sprekkeplanene virker mot utglidning. Ingen passive krefter er inkludert, og skjærstyrken er beregnet utelukkende ut ifra aktive normalkrefter.

$$F_u = \frac{\sum_{i=1}^3 J_i^u}{\mathbf{A} \cdot \mathbf{s}} \quad (11)$$

hvor,

F_u er sikkerhetsfaktor uten bergsikring

\mathbf{A} er aktiv resultantvektor

J_i^u er størrelsen av motstandskraften forårsaket av usikret skjærstyrke for sprekkeplan i

\mathbf{s} er glideretning

Ved beregning av sikkerhetsfaktor med bergsikring, F_s (likn. (12)), antas det at både skjærkrefter langs sprekkeplanene og passive krefter virker mot utglidning. Skjærstyrken er beregnet ut ifra normalkrefter fra både aktive og passive krefter.

$$F_s = \frac{-\mathbf{P} \cdot \mathbf{s} + \sum_{i=1}^3 J_i^s}{\mathbf{A} \cdot \mathbf{s}} \quad (12)$$

hvor,

F_s er sikkerhetsfaktor med bergsikring

\mathbf{P} er passiv resultantvektor

\mathbf{A} er aktiv resultantvektor

J_i^s er størrelsen av motstandskraften forårsaket av sikret skjærstyrke for sprekkeplan i

\mathbf{s} er glideretning.

3.3.3 Partialfaktormetoden

I henhold til Eurokode 7 (Standard Norge, 1997) skal alle stabilitetsberegninger for geoteknisk design utøves ved bruk av partialfaktorprinsippet på følgende vis:

$$F_d = F_k \times \gamma_f \quad (13)$$

$$M_d = \frac{M_k}{\gamma_m} \quad (14)$$

hvor,

F_d er dimensjonerende last

F_k er karakteristisk last

γ_f er partialfaktor for last

M_d er dimensjonerende styrke

M_k er karakteristisk styrke

γ_m er materialfaktor

Stabiliteten anses som tilfredsstillende dersom $M_d > F_d$. Retningslinjer for partialfaktorer er gitt i det nasjonale tillegget bakerst i Eurokode 7 (Standard Norge, 1997). *Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering* (Nilsen et al., 2011) anbefaler bruk av metode 3 for dimensjonering, som innebærer et bestemt sett av partialfaktorer (delkapittel 7.1.2).

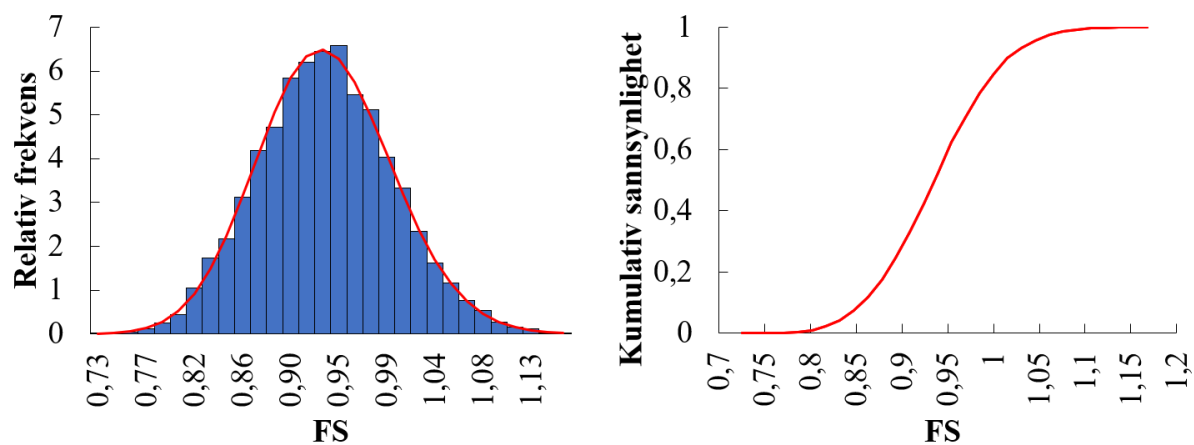
For anvendelse av partialfaktormetoden i *Unwedge* benyttes «Design standard: Eurocode 7 (Section 11, Overall Stability) – Design Approach 3». I praksis kan dimensjonerende styrke og dimensjonerende last betraktes som hhv. stabiliserende krefter og drivende krefter hvor hvert enkelt ledd multipliseres med sine respektive partialfaktorer. På denne måten beregner *Unwedge* en sikkerhetsfaktor (FS) også ved anvendelse av partialfaktormetoden.

3.3.4 Probabilistisk analyse

For å ta hånd om variasjonen i inngangsparameterne som f.eks. friksjonsvinkel, ruhet og/eller sprekkeplanenes trykkfasthet i grenselikevektanalysen, kan det være nyttig å utføre en probabilistisk analyse. For en slik analyse tilegnes de ovennevnte størrelsene en sannsynlighetsfordeling i stedet for en deterministisk verdi. Ved hjelp av f.eks. Latin Hypercube-simulering beregnes en rekke sikkerhetsfaktorer for ulike kombinasjoner av inngangsparameterne, trukket fra de forhåndsdefinerte sannsynlighetsfordelingene. Resultatet er en sannsynlighetstetthets-

funksjon for sikkerhetsfaktoren. Fra denne kan en beregne en sannsynlighet for utglidning. Det finnes ingen juridiske retningslinjer for hva som er akseptabel sannsynlighet for utglidning. Dette gjør tolkning av resultatet utfordrende.

Den vanligste måten å presentere resultatene fra en probabilistisk analyse av sikkerhetsfaktoren er ved hjelp av et histogram. Ofte skisseres også den best tilpassede sannsynlighetstetthetsfunksjonen til sikkerhetsfaktoren. En alternativ måte å presentere resultatet på er i form av den kumulative sannsynlighetsfordelingen (figur 3.3).



Figur 3.3: Eksempel på presentasjon av resultater fra probabilistisk analyse i form av histogram, best tilpassede sannsynlighetstetthetsfunksjon og kumulativ sannsynlighetsfordeling.

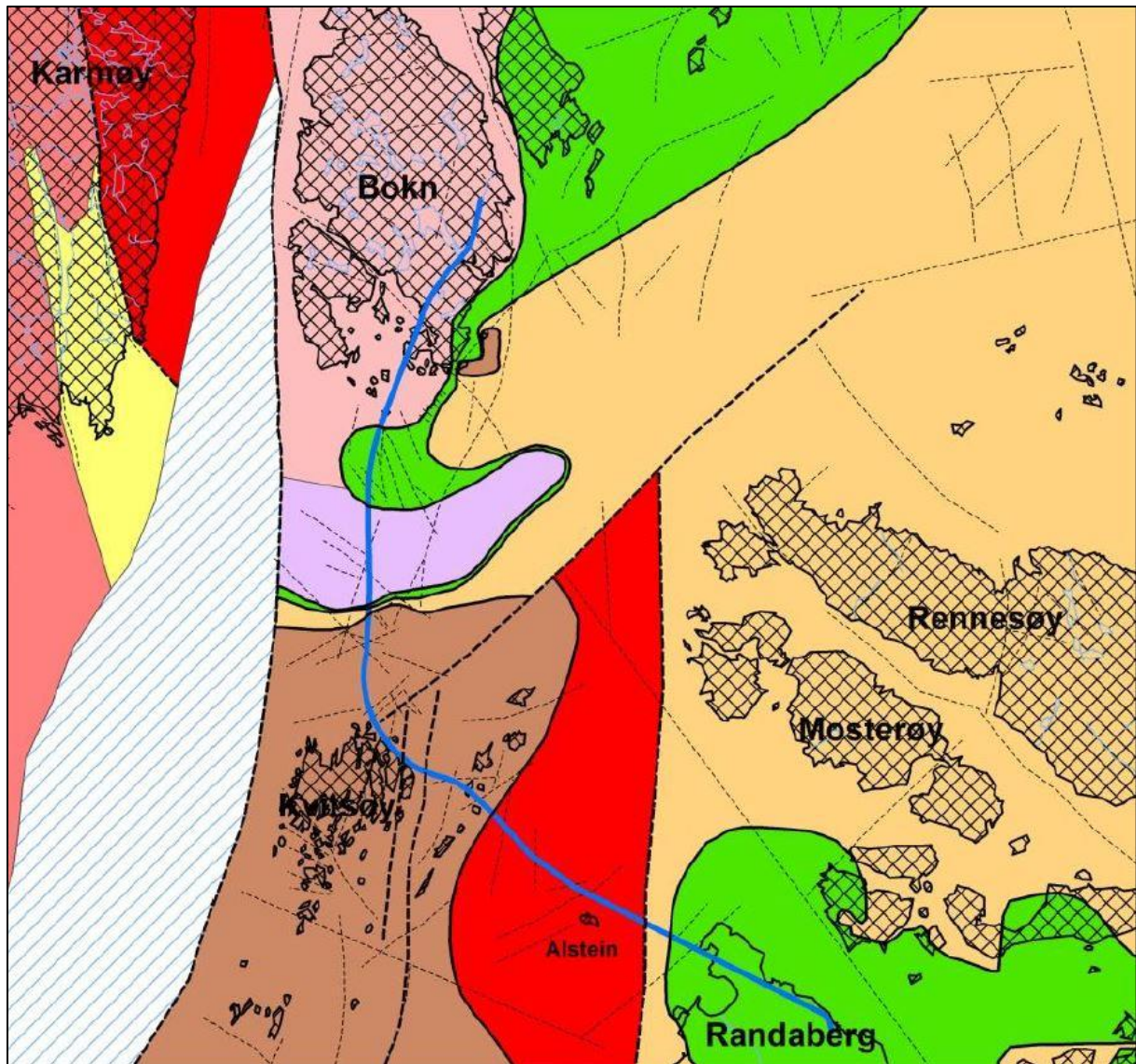
4 Undersøkelser i felt og laboratorium

Under arbeidet med masteroppgaven er det utført undersøkelser både i felt og laboratorium. Hensikten med undersøkelsene har vært å verifisere og supplere eksisterende grunnlagsmateriale for å øke påliteligheten til utførte stabilitetsanalyser. Dette inkluderer blant annet innsamling av data for estimering av skjærstyrken til diskontinuiteter ved Barton-Bandiskriteriet, samt testing av enaksiell trykkfasthet for borkjerner fra kryssområdet. Innledningsvis presenteres regionalgeologien for Boknafjorden i korte trekk, basert på tidligere utført feltkartlegging. Avslutningsvis sammenlignes resultatene fra feltkartleggingen og laboratorieundersøkelsene med vurderinger fra prosjektoppgaven.

4.1 Regionalgeologi for Boknafjorden og tidligere utført feltkartlegging

Regionalgeologien i området for Boknafjordtunnelen er tolket og presentert av Rønning et al. (2006), Saintot og Solli (2011) og Solli og Nordgulen (2014). Berggrunnen består av kaledonske skyvedekker som overlager stedegent prekambrisk grunnfjell. Strukturgeologien i området er preget av normalforkastninger med strøk N-S til NØ-SV. Det antas blant annet at tunneltraséen vil krysse tre normalforkastninger mellom Kvitsøy og Randaberg, samt en sone med ikke-koheasive forkastningsbergarter like nord for Kvitsøy. De tektoniske skjærsonene som skiller de ulike skyvedekkerne er også av ingeniørgeologisk interesse. Et berggrunnskart som illustrerer fremtredende tektonostratigrafiske enheter er vist i figur 4.1.

Det er utført feltkartlegging på Kvitsøy ved flere anledninger i tidligere faser av prosjektet. Blant annet har NGU utført berggrunnsgeologisk feltkartlegging som en del av grunnlaget for tolkning av regionalgeologien (Rønning et al., 2006). I tillegg utførte SINTEF en ingeniørgeologisk feltkartlegging på Kvitsøy i 2011 (Holmøy et al., 2012). Bergartene på Kvitsøy tilhører Torvastad- og Visnesgruppen. Vestsiden av øyen er preget av tuff og lavabergarter, samt konglomerat, keratofyr og tynne lag av marmor. På østsiden finnes først og fremst grønnstein/-skifer med pute- og breksjestructurer, og diabasganger. Bergartene er foldet på blotningsskala, med strøkretning for akseplan NØ-SV til NNØ-SSV og vergens SØ-ØSØ. Fall og fallretning på foliasjonen varierer mye. De to øvrige sprekkesettene har begge steilt fall, med strøk hhv. Ø-V til VNV-ØSØ og NNV-SSØ. Foruten foliasjonen, kan sprekkesettene generelt relateres til regionale lineamenter påvist ved analyse av topografiske modeller og satellittbilder. SINTEF registrerte varierende bergmassekvalitet i de kartlagte områdene, først og fremst i grønnstein med tydelige putestrukturer. Overordnet var bergmassen av middels kvalitet, med en estimert Q-verdi i intervallet 4-10.



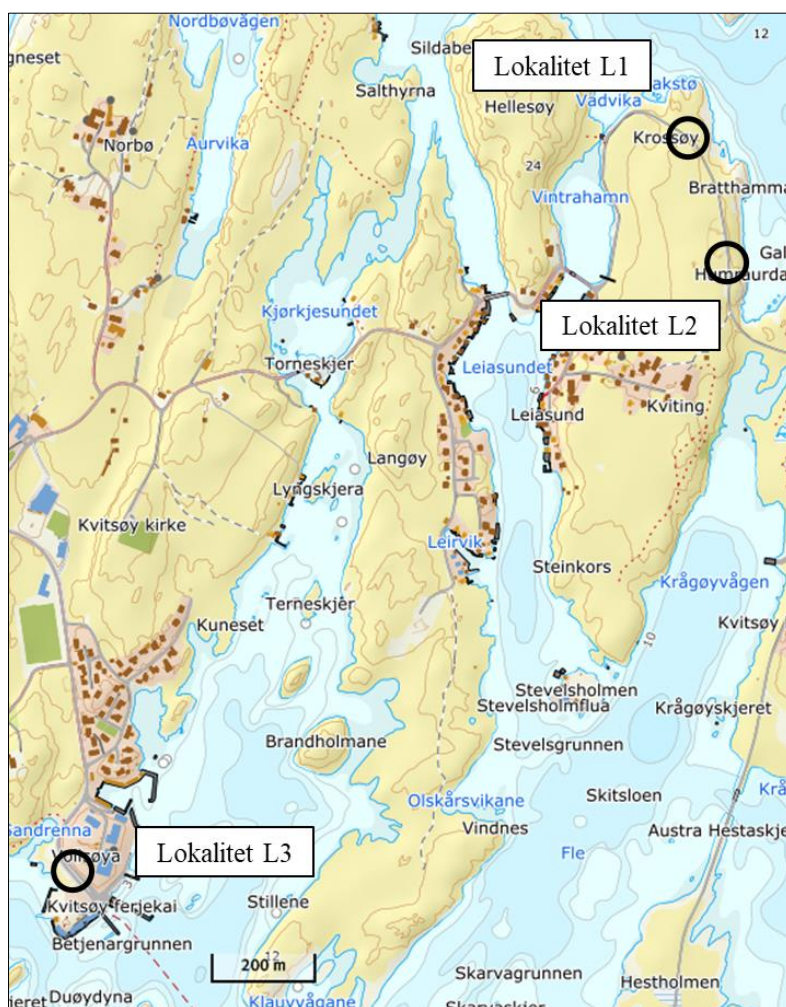
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|--|---|--|---|--|--|--|---|--|--|--|---|--|--|---|--|---|--|--|--|--------------------------|--|-------------------------|--|------------------|--|---|
| <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td style="background-color: white; height: 20px;"></td><td>Karmsundbassenget <i>Sedimentære bergarter fra Jura (?)</i></td></tr> <tr><td style="background-color: yellow; height: 20px;"></td><td>Skudenesgruppen <i>Sandstein og konglomerat</i></td></tr> <tr><td style="background-color: brown; height: 20px;"></td><td>Vistnes- og Torvastadgruppen <i>Grønnstein og vulkanske sedimenter</i></td></tr> <tr><td style="background-color: lightcoral; height: 20px;"></td><td>Vest-Karmøysuiten <i>Granitt til tonalitt</i></td></tr> <tr><td style="background-color: red; height: 20px;"></td><td>Karmøyofiolitten <i>Gabbro, ultramafitter, trondjemitt</i></td></tr> <tr><td style="background-color: orange; height: 20px;"></td><td>Storheia- og Boknafjorddekket <i>Prekambrisk krystallin gneis</i></td></tr> </table> | | Karmsundbassenget <i>Sedimentære bergarter fra Jura (?)</i> | | Skudenesgruppen <i>Sandstein og konglomerat</i> | | Vistnes- og Torvastadgruppen <i>Grønnstein og vulkanske sedimenter</i> | | Vest-Karmøysuiten <i>Granitt til tonalitt</i> | | Karmøyofiolitten <i>Gabbro, ultramafitter, trondjemitt</i> | | Storheia- og Boknafjorddekket <i>Prekambrisk krystallin gneis</i> | <table border="0"> <tr><td style="background-color: green; width: 20px; height: 20px;"></td><td>Ryfylkeskifer <i>Glimmerskifer, fyllitt</i></td></tr> <tr><td style="background-color: lightpurple; width: 20px; height: 20px;"></td><td>Prekambrisk grunnfjell <i>Porfyrisk granitt</i></td></tr> <tr><td style="background-color: lightcoral; width: 20px; height: 20px;"></td><td>Prekambrisk grunnfjell <i>Granittisk til granodiorittisk gneis</i></td></tr> <tr><td style="border-top: 1px dashed black; width: 20px; height: 20px;"></td><td>Normalforkastning</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid black; width: 20px; height: 20px;"></td><td>Skyveforkastning</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px dotted black; width: 20px; height: 20px;"></td><td>Lineament</td></tr> <tr><td style="border-top: 1px solid blue; width: 20px; height: 20px;"></td><td>Tunneltrasé for Boknafjordtunnelen</td></tr> </table> | | Ryfylkeskifer <i>Glimmerskifer, fyllitt</i> | | Prekambrisk grunnfjell <i>Porfyrisk granitt</i> | | Prekambrisk grunnfjell <i>Granittisk til granodiorittisk gneis</i> | | Normalforkastning | | Skyveforkastning | | Lineament | | Tunneltrasé for Boknafjordtunnelen |
| | Karmsundbassenget <i>Sedimentære bergarter fra Jura (?)</i> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Skudenesgruppen <i>Sandstein og konglomerat</i> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Vistnes- og Torvastadgruppen <i>Grønnstein og vulkanske sedimenter</i> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Vest-Karmøysuiten <i>Granitt til tonalitt</i> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Karmøyofiolitten <i>Gabbro, ultramafitter, trondjemitt</i> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Storheia- og Boknafjorddekket <i>Prekambrisk krystallin gneis</i> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Ryfylkeskifer <i>Glimmerskifer, fyllitt</i> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Prekambrisk grunnfjell <i>Porfyrisk granitt</i> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Prekambrisk grunnfjell <i>Granittisk til granodiorittisk gneis</i> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Normalforkastning | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Skyveforkastning | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Lineament | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Tunneltrasé for Boknafjordtunnelen | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Figur 4.1: Tektonisk berggrunnskart for Boknafjordregionen. Basert på arbeidet til Rønning et al. (2006) og Saintot og Solli (2011). Området mellom Kvitsøy og Bokn er ytterligere detaljert av Solli og Nordgulen (2014). Hentet fra Solli og Nordgulen (2014). Tegnforklaringen er oversatt til norsk.

4.2 Ingeniørgeologisk feltkartlegging, Kvitsøy

Tirsdag 19.02.2019 ble det utført ingeniørgeologisk feltkartlegging på Kvitsøy. Kartleggingen ble utført av undertegnede, i samarbeid med hovedveileder Bjørn Nilsen og masterstudent Joakim Kvelland Berntsen. Hensikten med arbeidet var å verifisere tidligere utførte undersøkelser av bergmassens oppsprekking og beskaffenhet, samt å samle inn data for estimering av skjærstyrken til diskontinuiteter ved anvendelse av Barton-Bandis-kriteriet. Dette innebar ruhetsmålinger av fremtredende sprekkesett, samt målinger med Schmidt-hammer for estimering av sprekkeflatenes trykkfasthet.

Tre ulike lokaliteter ble undersøkt under feltkartleggingen, navngitt L1, L2 og L3. Lokalitetenes plassering er anvist på kartutsnittet på figur 4.2. Lokalitetene L1 og L2 ligger nærme tunnelkryssområdet, og er hhv. en naturlig blotning og en vegskjæring nord på Krossøy. L3 ligger sørvest for kryssområdet, og er en vegskjæring like ved fergeleiet på Kvitsøy. Foto av lokalitetene er vist i figur 4.3.



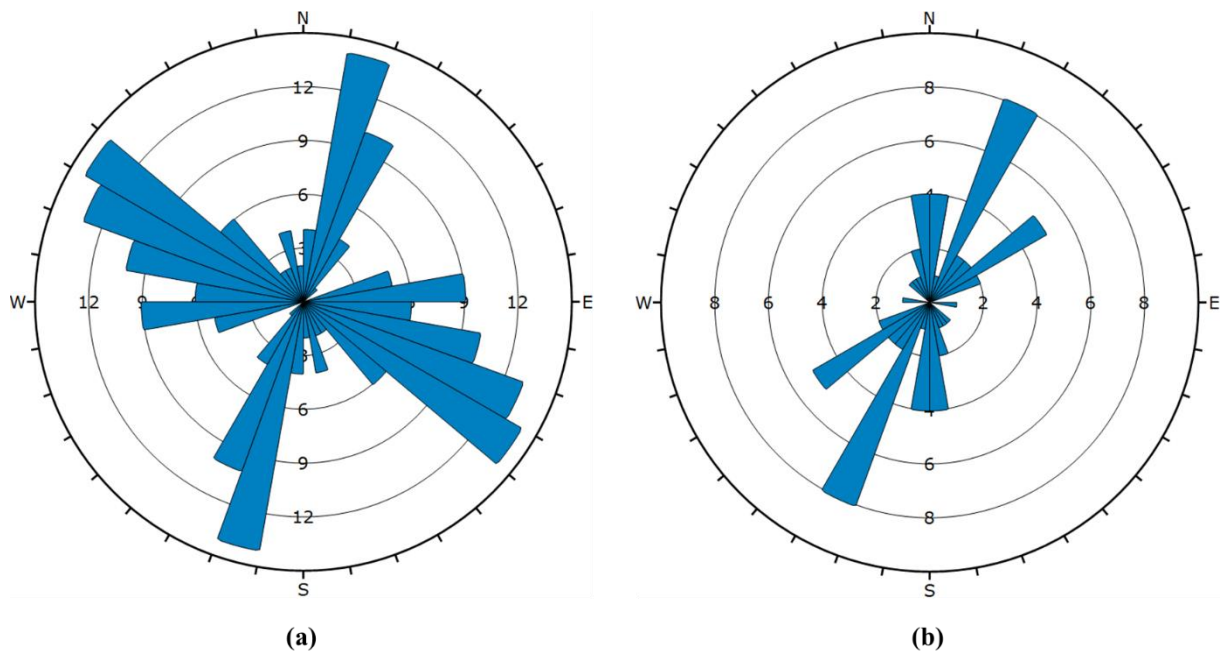
Figur 4.2: Oversiktskart for feltkartlegging som viser de tre lokalitetenes plassering på Kvitsøy. Hentet fra norgeskart.no. Nord er opp.



Figur 4.3: Lokalteter for feltkartlegging. Øverst til venstre: Lokalitet L1. Nederst til venstre: Lokalitet L2. Til høyre: Lokalitet L3.

4.2.1 Kartlegging av sprekkeorientering

For å verifisere orienteringen av hovedsprekkesettene i området, ble det utført målinger av strøk og fall. Utførte målinger stemte godt overens med tidligere utført kartlegging. Sprekkesettene i figur 4.4 er basert på data rapportert av Rønning et al. (2006), supplert med egne målinger. Sprekker fra figur 4.4 (a) har steilt fall ($60-90^\circ$) med alternerende fallretning. Foliasjonssprekkene (figur 4.4 (b)) hadde slakere fall ($20-30^\circ$). Fallretningen varierer mellom Ø og V.



Figur 4.4: Sprekkesett basert på kartlegging rapportert av Rønning et al. (2006), supplert med egne målinger. (a) Forkastningssprekker ($n = 106$) (b) Foliasjonssprekker ($n = 34$).

4.2.2 Vurdering av bergmassekvalitet

For de tre lokalitetene ble det utført bergmasseklassifisering med Q-metoden og *GSI*-systemet. Resultatene fra klassifiseringen er presentert i tabell 4.1 og figur 4.5. Merk at J_w og SRF er satt til 1 for samtlige lokaliteter. Ved vellykket utførelse av systematisk forinjeksjon er det rimelig å anta tilnærmet tørre forhold i tunnelnivå. I områder med kompetent, hovedsakelig massivt berg forventes gunstige bergspenningsforhold basert på overdekningen. Merk imidlertid at avspenning kan forekomme i tilknytning til svakhetssoner. Dette kommer også frem av resultatene fra utførte bergspenningsmålinger (Larsen og Hagen, 2016).

Lokalitet L1 er en naturlig blotning. Bergarten er en middels oppsprukket grønnstein. Den er stedvis tettere oppsprukket mot overflaten. I blotningen synes to sprekkesett pluss tilfeldige sprekker. Samtlige sprekkesett er ru og bølgete. Sprekkeoverflatene er tilnærmet uomvandlet, kun utsatt for overflateoksidasjon.

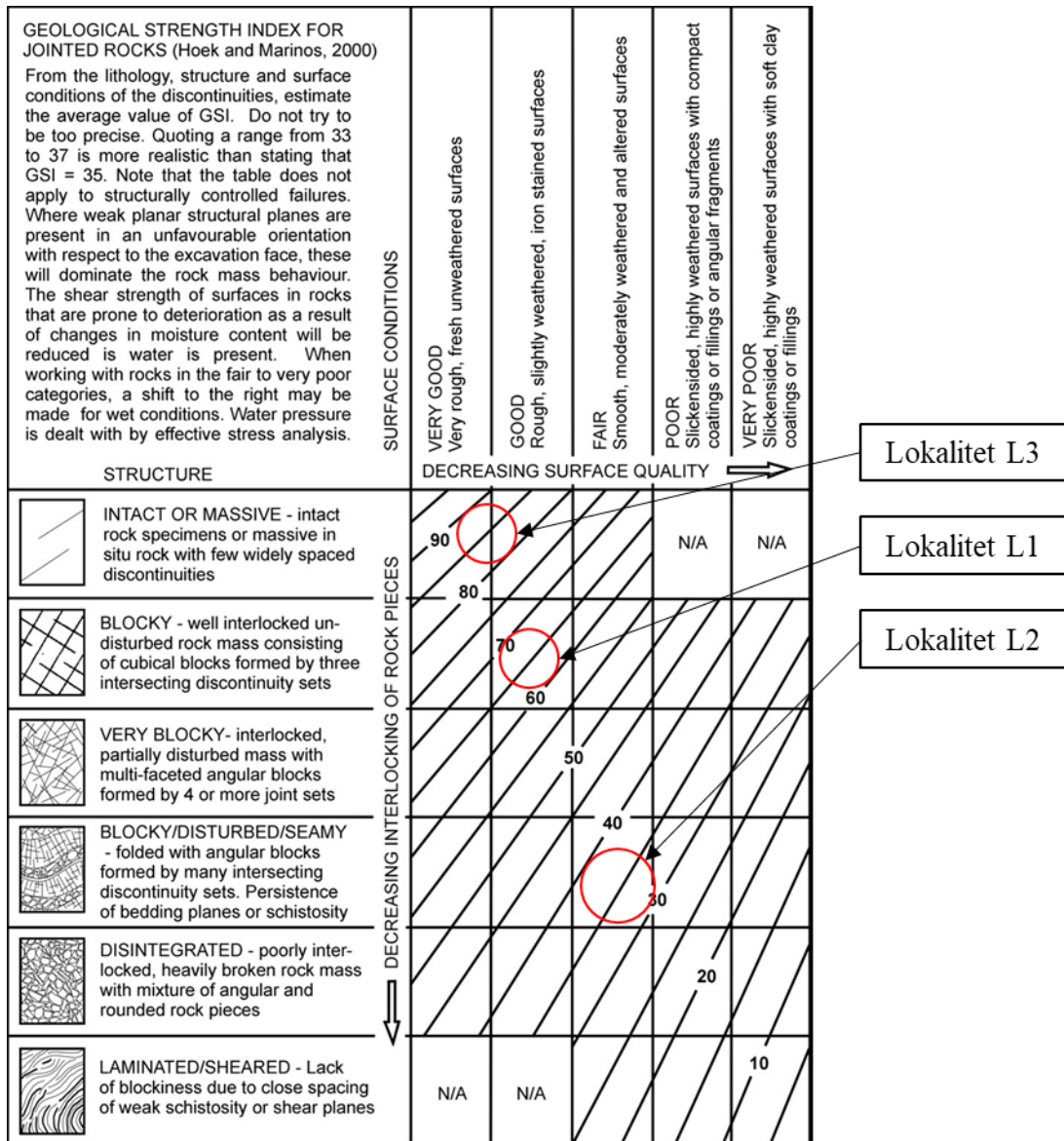
Lokalitet L2 er en vegskjæring. Bergarten er en foliert grønnskifer foldet på meterskala. Den er jevnt over tett oppsprukket. Stedvis er den nærmest desintegrert. To sprekkesett pluss tilfeldige sprekker er synlig. Sprekkene varierer fra glatt til ru, og plan til bølgete. Sprekkeoverflatene har varierende omvandlingsgrad, men er stedvis belagt med kloritt.

Lokalitet L3 er også en vegskjæring. Bergarten er en massiv grønnstein uten særlig oppsprekking. Ett sprekkesett pluss enkelte tilfeldige sprekker er synlig. Sprekkene er ru og noe bølgete, men mer plane enn ved lokalitet L1. Også her er sprekkoverflatene tilnærmet uomvandlet, kun utsatt for noe overflateoksidasjon.

Tabell 4.1: Resultater fra bergmasseklassifisering ved feltkartlegging på Kvitsøy.

| Verdi | Lokalitet L1 | | Lokalitet L2 | | Lokalitet L3 | |
|----------------------|--------------|---------|--------------|---------|--------------|---------|
| | Ugunstig | Gunstig | Ugunstig | Gunstig | Ugunstig | Gunstig |
| RQD | 50 | 75 | 30 | 55 | 90 | 100 |
| J_n | 6 | 6 | 6 | 6 | 4 | 4 |
| J_r | 3 | 3 | 1 | 3 | 2 | 2 |
| J_a | 1 | 1 | 4 | 2 | 1 | 1 |
| J_w | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SRF | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| Q | 25 | 37,5 | 1,25 | 13,75 | 45 | 50 |
| GSI* | 60 | 70 | 30 | 40 | 80 | 90 |

**GSI*-verdien er satt basert på visuell inspeksjon og er uavhengig av *Q*-verdien.



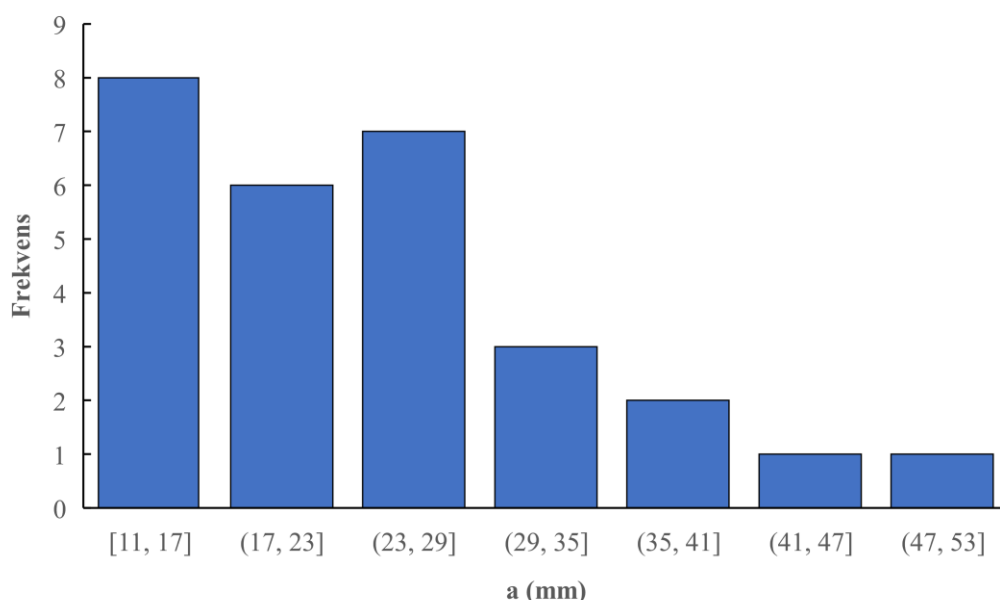
Figur 4.5: Klassifisering av bergmassekvalitet ved GSI-systemet for de tre ulike lokalitetene. Diagrammet er hentet fra Hoek og Marinos (2000).

4.2.3 Bestemmelse av Joint Roughness Coefficient, JRC

For å kvantifisere sprekkeruheten benyttes den empiriske indeksen *JRC*. Indeksen kan estimeres på flere ulike vis. Under feltkartlegging ble det utført målinger av ruhetsamplitude etter metoden beskrevet av Barton og Bandis (1990) og Grøneng og Nilsen (2009). En tommestokk på 1 m ble plassert inntil sprekkeflaten. Deretter ble den største avstanden mellom sprekkeflaten og tommestokken normalt på profilet målt, dvs. maksimal amplitude. Målingene ble utført i fire retninger: langs fallretning, strøketretning og $\pm 45^\circ$ relativt til fallretningen. For lokalitet L1, L2 og L3 ble det utført ruhetsmålinger på hhv. tre, to og to sprekkeflater. Totalt antall målinger er 28. Alle målingene er presentert i tabell 4.2 og i søylediagrammet i figur 4.6.

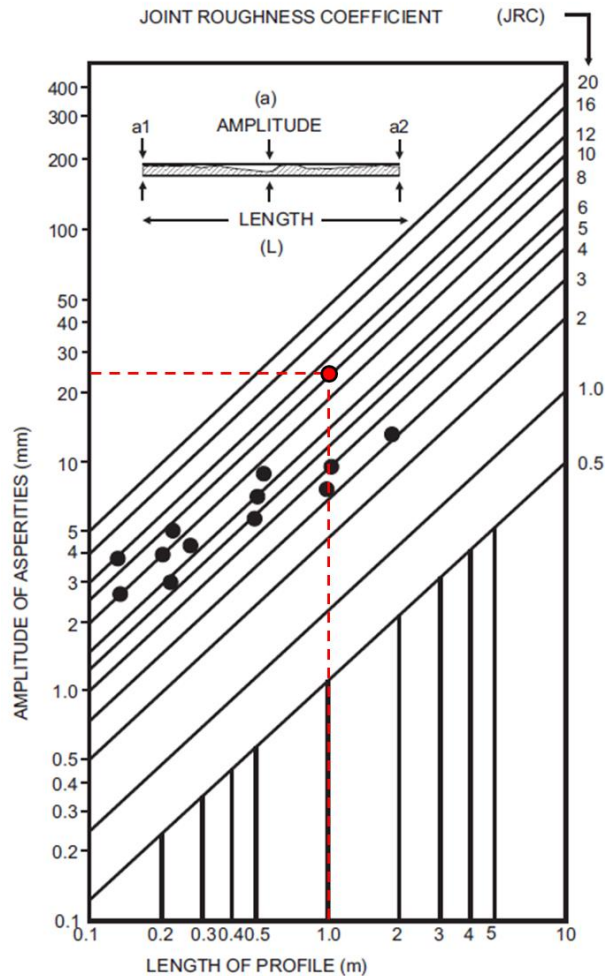
Tabell 4.2: Resultater fra ruhetsmålinger. Tabellen viser hvordan ruhetsamplituden varierer både med retning, sprekkeflate og lokalitet.

| | Lokalitet L1 | | | Lokalitet L2 | | Lokalitet L3 | |
|-------------------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| | a _{1.1} (mm) | a _{1.2} (mm) | a _{1.3} (mm) | a _{2.1} (mm) | a _{2.2} (mm) | a _{3.1} (mm) | a _{3.2} (mm) |
| Fallretning | 18 | 39 | 13 | 20 | 49 | 14 | 44 |
| Strøketretning | 24 | 17 | 22 | 14 | 24 | 23 | 26 |
| +45° | 19 | 33 | 11 | 13 | 25 | 13 | 32 |
| -45° | 24 | 34 | 13 | 21 | 27 | 28 | 39 |
| a_{snitt} (mm) | 21 | 31 | 15 | 17 | 31 | 20 | 35 |
| a_{snitt, LX} (mm) | 22 | | | 24 | | 27 | |
| a_{snitt, tot.} (mm) | 24 | | | | | | |

**Figur 4.6: Histogram for ruhetsmålinger. Gjennomsnittlig ruhet for alle målinger er 24 mm.**

Basert på samtlige målinger er den gjennomsnittlige ruhetsamplituden lik 24 mm. Dette tilsvarer også medianen for utvalget avrundet til nærmeste hele millimeter. For å estimere *JRC* benyttes diagrammet i figur 4.7 (Barton og Bandis, 1990). Profillengde 1 m og ruhetsamplitude 24 mm gir *JRC* lik 10.

I henhold til Barton (1988) skal et 1 m langt profil med *JRC* lik 9 kunne beskrives som bølgete og ru. Dette er den gjennomgående beskrivelsen av sprekkeruhetstallet J_r under kartlegging av *Q*-verdien for de tre lokalitetene. *JRC* lik 10 er følgelig en rimelig verdi, og antageligvis en tilfredsstillende representasjon av sprekkeflatene i området.



Figur 4.7: Diagram for estimering av *JRC* basert på måling av ruhetsamplitude hentet fra Barton og Bandis (1990). Profillengde 1 m og ruhetsamplitude 24 mm gir *JRC* lik 10. De sorte prikkene er eksempelpunkter, og kan sees bort ifra.

4.2.4 Bestemmelse av Joint Compressive Strength, *JCS*

Trykkfastheten for sprekkeflatene *JCS* kan bestemmes i felt ved bruk av Schmidt-hammer. En Schmidt-hammer fungerer ved hjelp av et fjærbelastet stempel som utløses når endestykket presses mot en bergoverflate. Støtet fra stemplet mot endestykket overfører energi til bergmassen. Hvor mye av denne energien som reflekteres avhenger av bergmassens hardhet. Rekylverdien er uttrykt som det prosentvise forholdet mellom fjærens lengde etter tilbakeføring og maksimal utstrakt lengde av fjæren før stemplet utløses (Aydin, 2009).

Ved bruk av Schmidt-hammer (L-type) ble rekylverdien registrert, samt orienteringen av hammeren. 20 målinger ble utført pr. sprekkeflate. To sprekkeflater ble undersøkt pr. lokalitet. Én av disse sprekkeflatene ble tolket å representere intakt, uforvitret berg. Rekylverdien for disse noteres *R*. Den andre sprekkeflaten ble tolket å representere en forvitret sprekkeflate. Rekylverdien for disse noteres *r*. Merk at det ikke ble skilt mellom tørre og våte flater, da været var varierende under feltbefaringen. Totalt ble det utført 120 målinger.

Under behandling av felldata ble samtlige verdier konvertert til horisontal orientering etter metode presentert av Aydin (2009). Deretter ble de ti laveste målingene for hver sprekkeflate forkastet iht. ISRM (1978). Merk at dette ikke er i henhold til den reviderte foreslåtte metoden, publisert av Aydin (2009). Bakgrunnen for hvorfor denne ikke er benyttet, er drøftet senere i dette delkapitlet. Fordelingen av de 60 gjenstående verdiene er illustrert i histogrammet i figur 4.8. Gjennomsnittlig rekylverdi ble beregnet ut ifra de 60 gjenstående verdiene. Deretter ble denne konvertert til *JCS* vha. diagrammet i figur 4.9. Det er valgt å ikke utføre korreksjon for skala, da spredningen av målepunktene i stor grad var representativ for forventet blokkstørrelse. Densiteten ble bestemt i laboratoriet.

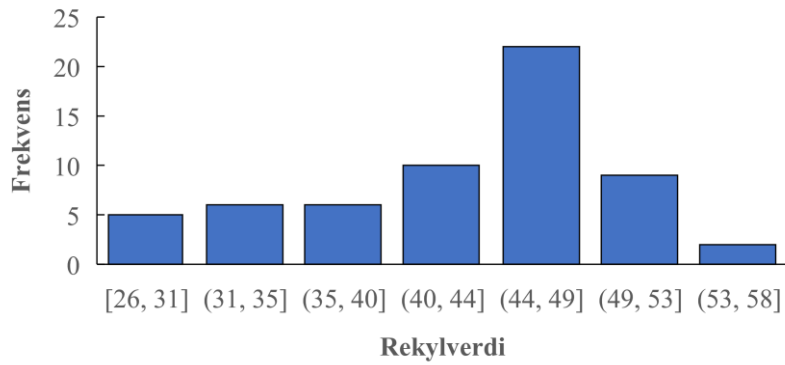
For bestemmelse av forholdet r/R , som senere er benyttet ved beregning av residual friksjonsvinkel ϕ_r , er kun resultatene fra lokalitet L2 og L3 benyttet. Bakgrunnen er at for lokalitet L1 er $r > R$. Dette tilsier at observasjonene i felt ikke gjenspeiler faktiske forhold. De undersøkte sprekkeflatene representerer ikke én forvitret og én intakt, uforvitret sprekkeflate slik det tilsynelatende så ut til. Lokaliteten er følgelig uegnet for estimering av forholdet, og utelatt fra denne beregningen. Alternativt kunne begge verdiene (r og R for lokalitet L1) vært antatt å representere uforvitret berg. Dette er imidlertid ikke gjort. En oversikt over resultatene for hver enkelt lokalitet og samlet resultat er presentert i hhv. tabell 4.3 og tabell 4.4.

Tabell 4.3: Oversikt over målte rekylverdier med Schmidt-hammer fra de tre lokalitetene.

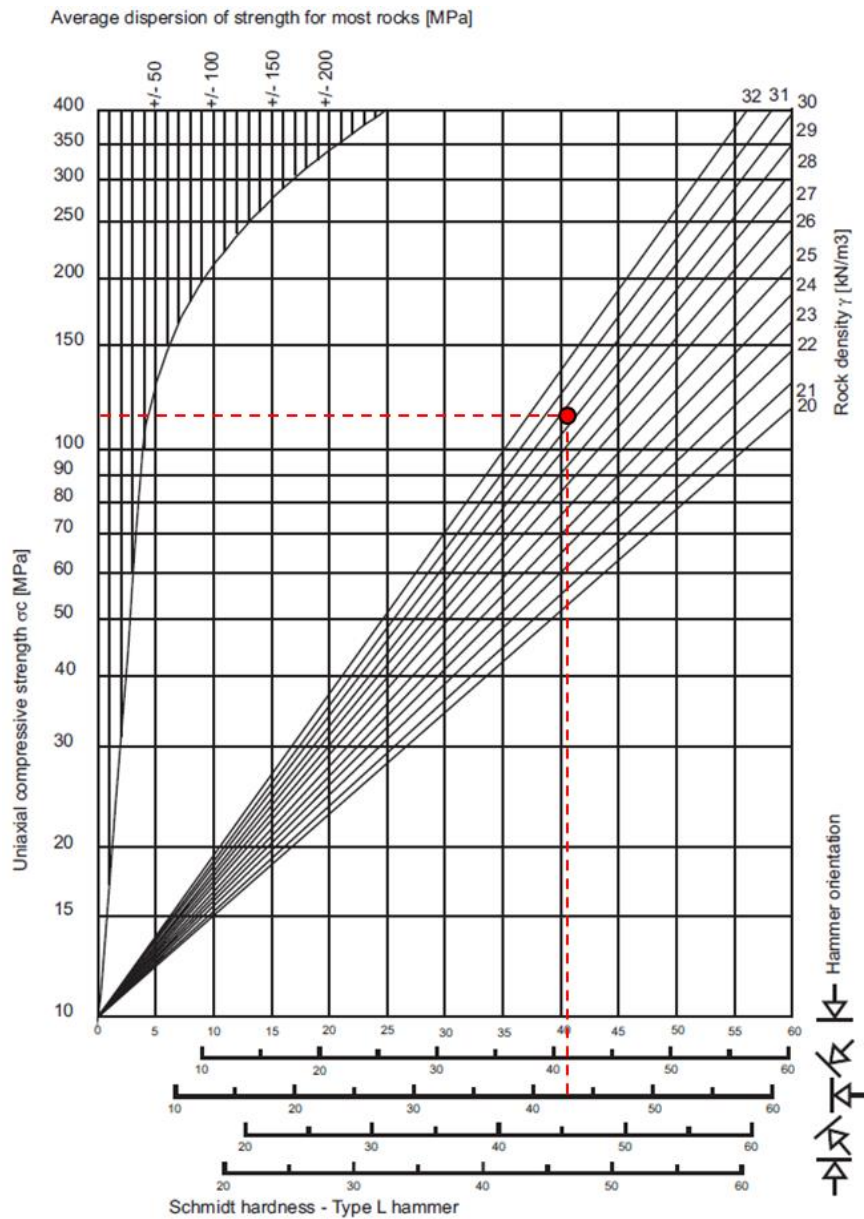
| Lokalitet | r | R |
|---------------|------------|------------|
| L1 | 50 ± 5 | 43 ± 3 |
| L2 | 41 ± 8 | 48 ± 4 |
| L3 | 33 ± 5 | 46 ± 2 |
| Totalt | 43 ± 7 | |

Tabell 4.4: Resultatoversikt fra målinger med Schmidt-hammer. For verdiene r , R og r/R er kun resultatene fra lokalitet L2 og L3 benyttet.

| | |
|-----------------------------|-------|
| ρ (g/cm ³) | 2,94 |
| <i>JCS</i> (MPa) | 110,0 |
| r | 37 |
| R | 47 |
| r/R | 0,78 |



Figur 4.8: Histogram for målinger med Schmidt-hammer. De ti laveste målingene for hver sprekkeflate er forkastet. Alle målinger er konvertert til horisontal retning.



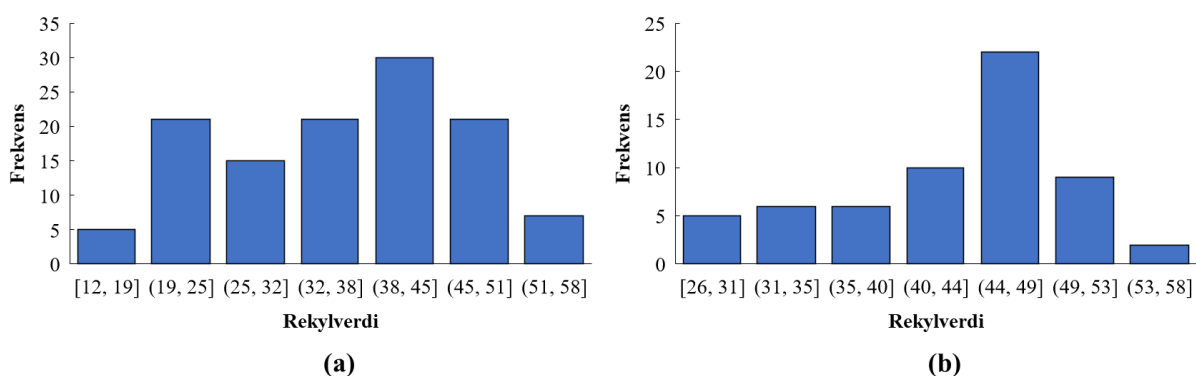
Figur 4.9: Diagram for bestemmelse av JCS basert på gjennomsnittlig rekylverdi fra målinger med Schmidt-hammer. Tettheten for bergarten er bestemt fra kjerneprøver i laboratoriet. Figuren er hentet fra Grøneng og Nilsen (2009). Den er først publisert av Deere og Miller (1966).

Vurdering av statistisk utvalg

Som nevnt er det utført en reduksjon av datamengden i henhold til anbefalinger av ISRM (1978). Gjennomsnittlig rekylverdi er beregnet fra de ti høyeste målingene fra hver sprekkeflate. I henhold til nyeste foreslåtte prosedyre skal imidlertid samtlige målinger inkluderes i den statistiske analysen (Aydin, 2009). Argumentet er at styrke- og stivhetsegenskapene til bergmassen er sterkt påvirket av tettheten og fordelingen av, og forbindelsen mellom, svake mikrostrukturer. Følgelig er både lave og høye målinger nødvendig for å gjengi bergmassens heterogenitet og den potensielle spredningen i mekaniske egenskaper. Dette gjelder testing av intakt berg og av sprekkeflater, både i felt og laboratorium.

Bakgrunnen for valget om å forkaste de ti laveste verdiene er blant annet argumentasjonen presentert av Grøneng og Nilsen (2009). Ved målinger i felt finnes det en rekke forhold som kan medføre unaturlig lave rekylverdier. Tett oppsprukket bergmasse kan gi upålitelige resultater. Vanligvis vil en høre når endestykket støtes mot en løs bergoverflate. I tillegg vil målinger på såkalt utstikkende «knøl» gi unaturlig lave rekylverdier. Slike feltforhold gjør det naturlig redusere datamengden, på tross av anbefalingene gitt i den reviderte ISRM-standarden.

Videre kan en også benytte seg av en mer statistisk tilnærming ved drøfting av datareduksjon. Totalt er det utført 120 målinger med Schmidt-hammer i grønnstein. Basert på erfaringer fra probabilistisk analyse av geotekniske problemstillinger, er det naturlig at resultatene er tilnærmet normalfordelt, med en tydelig forventningsverdi (Hoek, 2007a). Dersom en sammenligner histogrammet for samtlige målinger med histogrammet for utvalget hvor de ti laveste verdiene for hver sprekkeflate er forkastet, kan en observere at fordelingen til førstnevnte har et unaturlig toppunkt i det nedre sjiktet. Toppunktet gjenspeiler sannsynligvis feltforhold som er diskutert i avsnittet over. Basert på dette kan det argumenteres for å utføre datareduksjon i henhold til en eldre ISRM-standard.



Figur 4.10: (a) Histogram for samtlige målinger og (b) histogram for de ti høyeste målinger for hver sprekkeflate.

4.3 Laboratorieundersøkelser

Det er utført laboratorieundersøkelser for å bestemme basis friksjonsvinkel, samt for verifisering av intakt bergartsstyrke ved enaksial trykktesting. Undersøkelsene er utført ved bergmekanisk laboratorium ved NTNU, Trondheim, i perioden 27.02.2019-28.02.2019. Innledningsvis gis en oppsummering av relevante tidligere utførte laboratorieundersøkelser for E39 Rogfast. Deretter presenteres egne undersøkelser.

4.3.1 Tidligere utførte laboratorieundersøkelser

I arbeidet med sine prosjekt- og masteroppgaver ved NTNU har Gjerde (2003), Friestad (2012) og Todnem (2014) utført bergmekaniske laboratorietester av prøvemateriale fra prosjektområdet. Det er utført enaksielle trykktester på prøver fra dagen, og på borkjerneprøver fra Hestholmen og Krågøy i Kvitsøy kommune. Bergartene er svartskifer og grønnstein tilhørende Torvastad- og Visnesgruppen. For analyse av Kvitsøykrysset er resultatene fra tester utført på grønnstein av størst interesse, som presentert i tabell 4.5, tabell 4.6 og tabell 4.7.

Tabell 4.5: Resultater fra enaksielle trykktester utført av Gjerde (2003).

| Lokalitet | Bergart | Antall kjerner | Youngs modul (GPa) | Poissons tall | UCS (MPa) |
|---------------------|------------|----------------|--------------------|---------------|-------------|
| Kvitsøy (fra dagen) | Grønnstein | 7 | 44,6 ± 1,5 | 0,25 ± 0,06 | 76,3 ± 22,2 |

Tabell 4.6: Resultater fra enaksielle trykktester utført av Friestad (2012).

| Borhull | Bergart | Youngs modul (GPa) | Poissons tall | UCS (MPa) |
|--------------------------------|------------------------|--------------------|---------------|-------------|
| Hestholmen BH-02-11B 470-475 m | Grønnstein | 62,4 ± 19,4 | 0,25 ± 0,04 | 43,4 ± 9,4 |
| Krågøy, sør BH-01-11A 28-32 m | Grønnstein | 62,4 ± 8,7 | 0,25 ± 0,03 | 79,5 ± 10,5 |
| Krågøy, nord BH-03-11A | Grønnstein | 84,5 ± 5,4 | 0,27 ± 0,02 | 76,2 ± 13,1 |
| Krågøy, nord BH-04-11 | Grønnstein | 62,2 ± 6,3 | 0,22 ± 0,05 | 91,7 ± 13,3 |
| Krågøy, nord BH-04-11 | Svartskifer/grønnstein | 37,7 ± 18,2 | 0,15 ± 0,04 | 59,9 ± 30,6 |

Tabell 4.7: Resultater fra enaksielle trykktester utført av Todnem (2014).

| Borhull | Bergart | Youngs modul (GPa) | Poissons tall | UCS (MPa) |
|----------------------|---|--------------------|---------------|-------------|
| Hestholmen BH-02-11C | Kvartsrik grønnstein og grafittrik svartskifer - oppknust og foliert. | 36,8 ± 12,3 | 0,35 ± 0,03 | 32,5 ± 11,6 |

4.3.2 Bestemmelse av basis friksjonsvinkel ved tilttest

For å beskrive sprekkeplanenes skjærstyrke ved Barton-Bandis-kriteriet, som beskrevet i delkapittel 3.3.1, er basis friksjonsvinkel ϕ_b bestemt i laboratoriet. Dette er gjort ved tilttest etter metode beskrevet av Alejano et al. (2018). Undersøkelsene er utført ved bergmekanisk laboratorium ved NTNU, Trondheim, 27.02.2019.

Bergarten som er testet er grønnstein fra Torvastad- og Visnesgruppen, tilhørende Hardangerfjorddekket. Bergarten er i hovedsak homogen, svakt skifrig, og med innslag av årer av kalkspat og amfibol. Pyritt kan også observeres i enkelte prøvestykker.

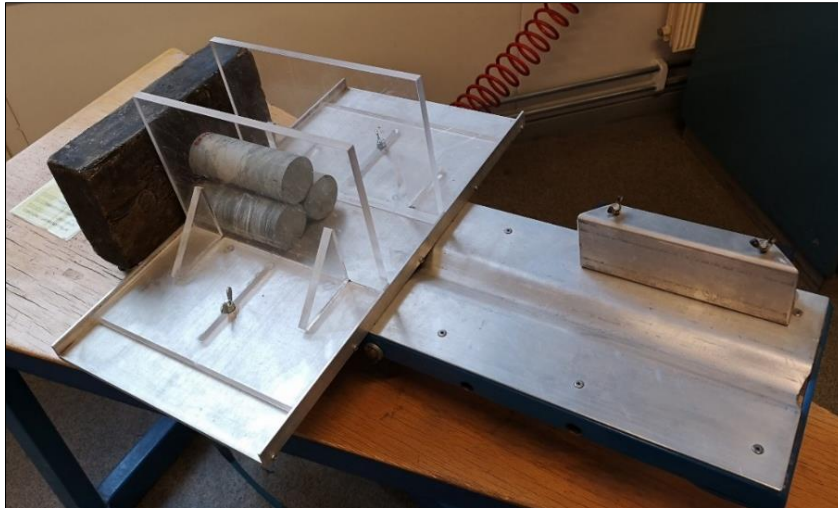
Prøvestykkene er kjerneprøver fra BH-02-2016 anvist på tegning 02-V01-101 (vedlegg A). Borhullet er boret ned mot vestre rundkjøringsområde. Dybden er 255-260 m. Prøvene har vært lagret i tørre omgivelser i Statens vegvesens kjernelager i Sandnesveien, Soma, frem til 20.02.2019. De er deretter fraktet til Trondheim. Siden kjernelageret er et garasjeanlegg, antas det at temperaturen har vært stabilt kjølig, men noe styrt av utetemperaturen. Foto av kjerne-kassen er vist i figur 4.11. Tre prøvestykker er testet. Disse er navngitt BH-02-1, BH-02-2 og BH-02-3. Dimensjoner for prøvene er gitt i tabell 4.8.

Tabell 4.8 Dimensjoner for prøvestykker benyttet i tilttest. Forholdet L/D er iht. standard (>2,5).

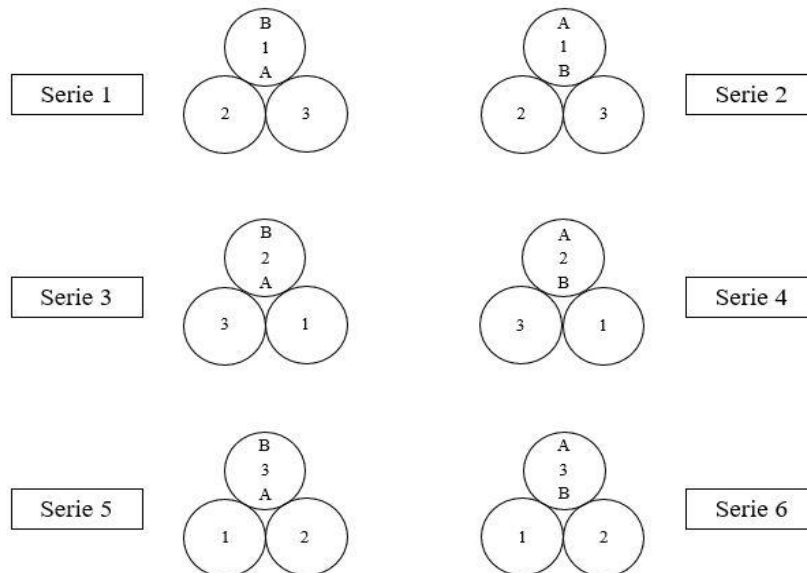
| Prøveidentifikasjon | Lengde (L) (mm) | Diameter (D) (mm) |
|---------------------|-----------------|-------------------|
| BH-02-1 | 133,31 | 50,25 |
| BH-02-2 | 133,31 | 50,23 |
| BH-02-3 | 131,28 | 50,30 |



Figur 4.11: Foto av kjerne-kassen K-52, BH-02-2016, 255-260 m. Fra kassen er det tatt ut kjerneprøver både til tilttest og til enaksiell trykktest.



Figur 4.12: Foto av riggpsett for tilttest.



Figur 4.13: Serieoppsett for tilttest.

Tilttesten er utført med såkalt trekjerneoppsett med lineære kontakter (Stimpson, 1981). For å opprettholde tett kontakt mellom de to nederste kjernene, er det i tillegg benyttet støttevegger. Foto av oppsettet er vist i figur 4.12. Det er gjennomført 5 kjøring for 6 ulike serieoppsett. Dette gir totalt 30 kjøring. Oppsettet for de ulike seriene er skissert i figur 4.13. For hver serie ($j = 1, \dots, 6$) er det gjennomført fem kjøring ($i = 1, \dots, 5$) hvor tiltvinkelen er økt med konstant hastighet lik 25° per minutt. For hver kjøring er tiltvinkelen β_i målt i øyeblikket den øverste kjernen begynte å skli. Basis friksjonsvinkel for serien, $\phi_{b,j}$, er deretter beregnet ved bruk av likn. (15). Basis friksjonsvinkel, ϕ_b , er beregnet som gjennomsnittet av medianene.

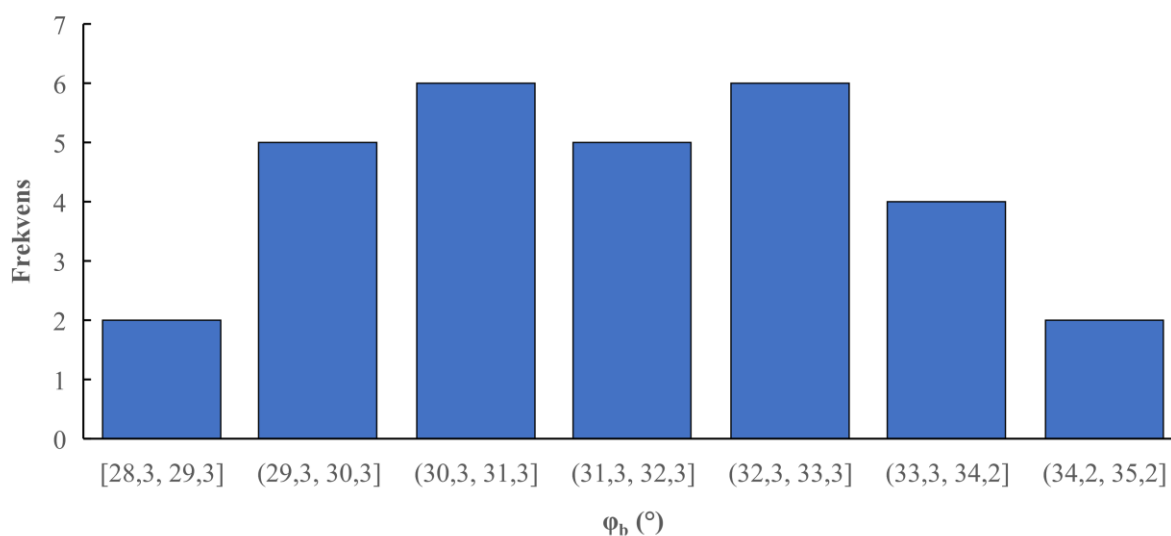
$$\phi_{b,j} = \text{median} \left[\tan^{-1} \left(\frac{\sqrt{3}}{2} \tan \beta_{i=1, \dots, 5} \right) \right] \quad (15)$$

Resultater

Resultater fra tilttest er presentert i tabell 4.9. Basis friksjonsvinkel ser ut til å være normalfordelt med forventningsverdi i nærheten av den endelige gjennomsnittsverdien $31,6^\circ$ (figur 4.14). Flere målinger ville sannsynligvis gitt et tydeligere toppunkt. Sammen med resultatene fra feltforsøk med Schmidt-hammer kan verdien benyttes til å beregne residual friksjonsvinkel ϕ_r ut ifra likn. (8).

Tabell 4.9: Resultater fra tilttest for bestemmelse av basis friksjonsvinkel i laboratorium.

| Forsøksoppsett: Trekjerneoppsett, lineære kontakter | | | | | | | | |
|---|--------------|--------------|--|--------------|--------------|----------------------|------|--------------|
| Dato: 27.02.2019 | | | Tilthastighet ($^\circ/\text{min}$): $25^\circ/\text{min}$ | | | | | |
| Bergart: Grønnstein | | | Prøveidentifikasjon: BH-02-2016 (1-3) | | | | | |
| Serie j | β_1 | β_2 | β_3 | β_4 | β_5 | T | W | $\phi_{b,j}$ |
| | ($^\circ$) | ($^\circ$) | ($^\circ$) | ($^\circ$) | ($^\circ$) | ($^\circ\text{C}$) | (%) | ($^\circ$) |
| Serie 1 | 37,5 | 39,0 | 36,8 | 37,4 | 37,5 | 20,9 | 31,9 | 33,6 |
| Serie 2 | 36,9 | 36,8 | 39,2 | 37,1 | 37,2 | 20,9 | 31,9 | 33,2 |
| Serie 3 | 34,0 | 34,6 | 35,6 | 33,2 | 36,1 | 20,9 | 31,9 | 30,9 |
| Serie 4 | 32,7 | 31,9 | 33,0 | 33,8 | 35,1 | 20,9 | 31,9 | 29,4 |
| Serie 5 | 36,8 | 35,0 | 34,2 | 34,0 | 36,8 | 20,9 | 31,9 | 31,2 |
| Serie 6 | 34,9 | 35,1 | 35,0 | 35,0 | 35,5 | 20,9 | 31,9 | 31,2 |
| ϕ_b ($^\circ$) | | | | | | | | 31,6 |



Figur 4.14: Histogram av verdier for basis friksjonsvinkel omregnet fra tiltvinkel. Variabelen ser ut til å være normalfordelt med forventningsverdi tilsvarende gjennomsnittet av medianverdiene for hver serie.

4.3.3 Bestemmelse av intakt bergartsstyrke ved enaksiell trykktest

For å verifisere tidligere utførte laboratorieundersøkelser, er det utført enaksiell trykktest for å bestemme UCS for kjerneprøvene fra Kvitsøy. Testen er utført ved bergmekanisk laboratorium ved NTNU, Trondheim, i perioden 27.02.2019-28.02.2019 etter standard prosedyre publisert av ISRM (1979). Bergarten er grønnstein fra Torvastad- og Visnesgruppen.

Totalt ti prøver er testet fra BH-02-2016, 255-260 m og BH-03-2016, 280-285 m, fem fra hvert borhull. Prøvene er navngitt BH-02-(1-5) og BH-03-(1-5). Tre av prøvene fra BH-02-2016 er de samme prøvene som ble benyttet i tiltstest. Plassering av borhullene er anvist på tegning 02-V01-101 (vedlegg A). BH-02-2016 er boret ned mot det vestre rundkjøringsområdet. BH-03-2016 er boret vertikalt nært ventilasjonssjakten for innluft. Lagring av prøvestykkene er identisk som for tiltstest. Foto av kjernekasse K-57, BH-03-2016, 280-285 m er vist i figur 4.15.

For prøvene fra BH-02-2016 står foliasjonsplanet omtrent vinkelrett på prøveaksen. Prøvene er relativt homogene, men med enkelte årer av kalkspat og amfibol. Kalkspat er påvist ved påføring av fortynnet saltsyre (HCl). For prøvestykkene BH-03-1, BH-03-2, og BH-03-4 står foliasjonsplanet 30-40° på prøveaksen. Prøvene er relativt homogene, men med et noe høyere kalkinnhold enn prøvene fra BH-02-2016. BH-03-3 og BH-03-5 er gjennomslutt av kalkspat foldet på cm-skala. Foliasjonen er ikke tydelig. Dimensjoner for prøvene er oppgitt i tabell 4.10.

Utstyret som ble benyttet var en GCTS RTR-4000 bergpresse. Tøyninger ble overvåket ved installasjon av tre ekstensometere, to aksielle og ett radielt. Før installasjon ble prøvene ikledd en plaststrømpe for beskyttelse av testutstyr. Foto av prøveoppsettet er vist i figur 4.16. Prøvestykkene ble belastet aksielt under gradvis økende radiell tøyning til brudd inntraff.



Figur 4.15: Foto av kjernekasen K-57, BH-03-2016, 280-285 m. Fra kassen er det tatt ut kjerneprøver til enaksiell trykktest.

Tabell 4.10: Dimensjoner for prøvestykker benyttet i enaksial trykktest. Forholdet L/D er iht. standard (2,5-3,0) for samtlige prøver.

| Prøveid. | Lengde (mm) | Diameter (mm) |
|----------|-------------|---------------|
| BH-02-1 | 133,31 | 50,25 |
| BH-02-2 | 133,31 | 50,23 |
| BH-02-3 | 131,28 | 50,30 |
| BH-02-4 | 129,91 | 50,24 |
| BH-02-5 | 127,40 | 50,24 |
| BH-03-1 | 134,37 | 50,38 |
| BH-03-2 | 134,32 | 50,31 |
| BH-03-3 | 128,82 | 50,30 |
| BH-03-4 | 129,51 | 50,29 |
| BH-03-5 | 127,43 | 50,30 |

**Figur 4.16. Foto av prøveoppsett for enaksial trykktest.**

Resultater

Resultatene fra enaksiell trykktest er presentert i tabell 4.11. Tangentmodulen (Youngs modul) og Poissons tall er bestemt i det lineært elastiske området. Standardverdi for bestemmelse («Tangentspenning») er 50 % av *UCS*. Tilpassing er gjort for enkelte prøver. Oppsummering av resultater fra de ulike borhullene er gitt i tabell 4.12. Kurveforløpet for aksialspenning og aksialtøyning er illustrert i figur 4.17 og figur 4.18, for hhv. BH-02-2016 og BH-03-2016.

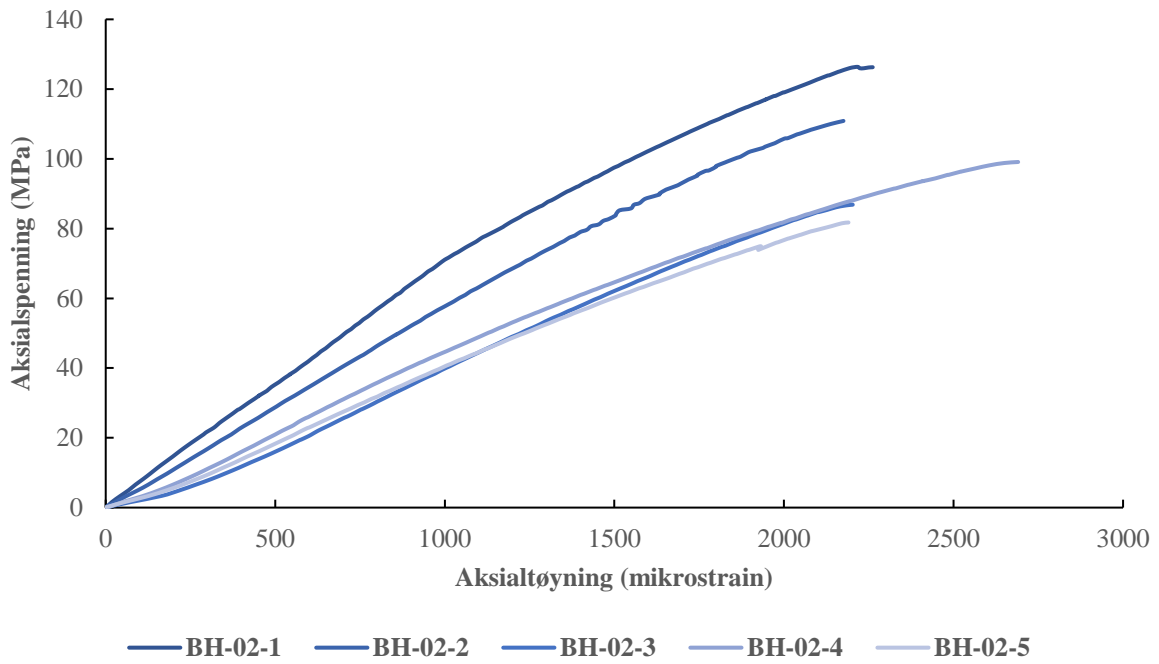
Fire ulike bruddtyper ble observert. Den vanligste bruddtypen er skjærbrudd, med knusing langs bruddplanet. Denne opptrer oftest for prøvene fra BH-02-2016. For BH-02-2 oppstod bruddet langs subvertikale svakhetsplan av et mørkt mineral. Imidlertid ble også skjærbrudd initiert i intakt berg, slik at bruddvinkelen kunne måles med en vinkelmåler. For BH-03-2 og BH-03-4 gikk bergarten i brudd langs foliasjonsplanet uten nevneverdig nedknusning. For BH-03-3 og BH-03-5 var bruddet uregelmessig og kaotisk. Dette skyldes sannsynligvis prøvestykkenes heterogene tekstur. Bruddet styres til dels av kalkspatfoldene som opptrer i prøvene. Foto av brudd i prøvestykker er vist i figur 4.19 og figur 4.20 for hhv. BH-02-2016 og BH-03-2016.

Tabell 4.11: Resultater fra enaksiell trykktest for bestemmelse av *UCS* i laboratorium.

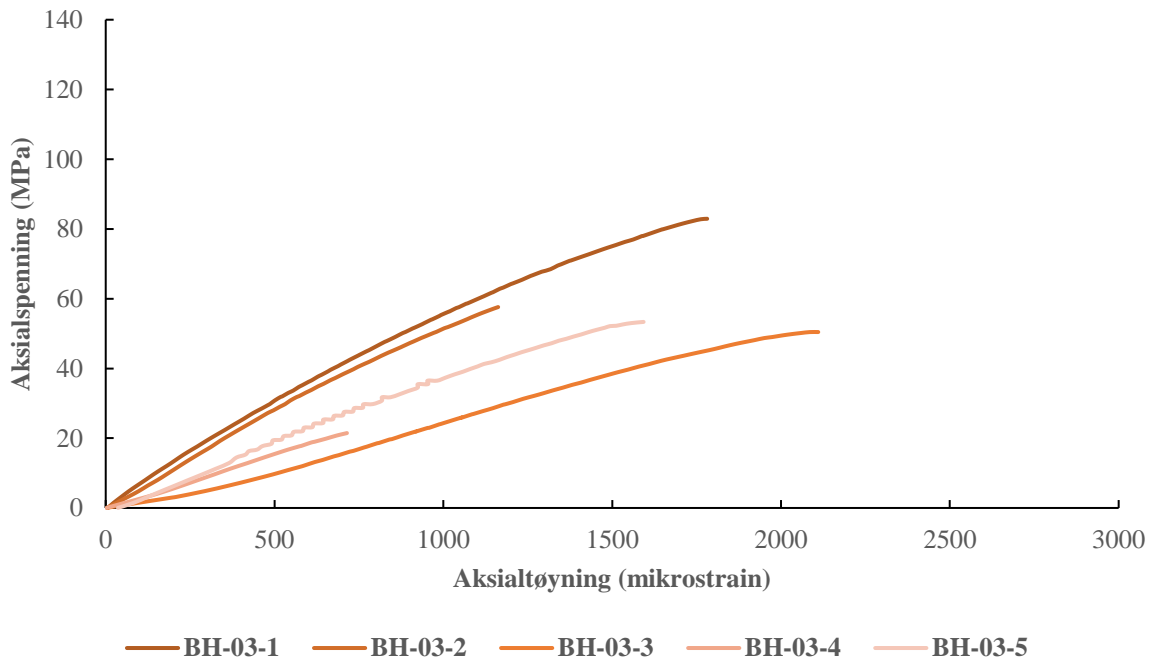
| Prøveid. | <i>UCS</i> (MPa) | Youngs modul (GPa) | Poissons tall | Tangentspenning (MPa) | Bruddvinkel (°) | Bruddtype |
|----------|------------------|--------------------|---------------|-----------------------|-----------------|-----------------|
| BH-02-1 | 126,4 | 72,2 | 0,34 | 55,7 (44 %) | 33 | Skjærbrudd |
| BH-02-2 | 110,9 | 55,9 | 0,25 | 55,5 (50%) | 24 | Svakhetsplan |
| BH-02-3 | 86,8 | 46,0 | 0,20 | 43,5 (50 %) | 30 | Skjærbrudd |
| BH-02-4 | 99,1 | 50,7 | 0,24 | 25,6 (26 %) | 25 | Skjærbrudd |
| BH-02-5 | 81,8 | 41,7 | 0,23 | 41,2 (50 %) | 16 | Skjærbrudd |
| BH-03-1 | 82,9 | 50,4 | 0,30 | 42,1 (51 %) | 26 | Skjærbrudd |
| BH-03-2 | 57,6 | 52,2 | 0,24 | 29,0 (50 %) | 40 | Foliasjonsbrudd |
| BH-03-3 | 50,4 | 29,5 | 0,26 | 25,9 (51 %) | - | Kaotisk |
| BH-03-4 | 21,5 | 33,5 | 0,18 | 9,7 (45 %) | 30 | Foliasjonsbrudd |
| BH-03-5 | 53,6 | 37,1 | 0,34 | 27,5 (51 %) | - | Kaotisk |

Tabell 4.12: Oppsummering av resultater fra enaksiell trykktest for hvert enkelt borhull.

| Borhull | Antall | Densitet (g/cm ³) | <i>UCS</i> (MPa) | Youngs modul (GPa) | Poissons tall |
|------------|--------|-------------------------------|------------------|--------------------|---------------|
| BH-02-2016 | 5 | 2,98 ± 0,02 | 101,0 ± 18,1 | 53,3 ± 11,8 | 0,25 ± 0,05 |
| BH-03-2016 | 5 | 2,90 ± 0,07 | 53,2 ± 21,9 | 40,6 ± 10,3 | 0,26 ± 0,06 |



Figur 4.17: Aksial spennings-tøyningskurve for prøvestykkene fra BH-02-2016.



Figur 4.18: Aksial spennings-tøyningskurve for prøvestykkene fra BH-03-2016.



Figur 4.19: Foto av brudd i prøvekjerner fra BH-02-2016 etter enaksiell trykktest. Fra venstre mot høyre: BH-02-1, BH-02-2, BH-02-3, BH-02-4 og BH-02-5.



Figur 4.20: Foto av brudd i prøvekjerner fra BH-03-2016 etter enaksiell trykktest. Fra venstre mot høyre: BH-03-1, BH-03-2, BH-03-3, BH-03-4 og BH-03-5.

Diskusjon

Som forventet ut ifra tidligere utførte laboratorietester, utviser de ti prøvestykkene stor variasjon i styrke og stivhet. Variasjonen synes å skyldes forhold som tekstur, mineral-sammensetning og anisotropi. Følgelig er det lite hensiktsmessig å generalisere styrke og stivhet for samtlige prøver. I stedet drøftes årsakene til variasjonen, og hvilke konsekvenser dette har for praktisk anvendelse av resultatene i stabilitetsanalyse.

Styrken av grønnsteinen varierer mye. Denne variasjonen er særlig styrt av anisotropi. Prøvestykkene fra BH-02-2016, der foliasjonsplanet står normalt på lastretningen, utviser høy til veldig høy styrke. Gjennomsnittlig enaksiell trykkfasthet er 101 MPa, mens medianen er 99 MPa. Dette indikerer jevn spredning av resultatene. Prøvestykkene fra BH-03-2016, hvor foliasjonsplanet i hovedsak står 30-40° på lastretningen, utviser enda større variasjon i trykkfastheten. Den varierer fra svak til sterk. For BH-03-1 synes foliasjonen å ha liten påvirkning. Enaksiell trykkfasthet på 83 MPa er på nivå med prøvene fra BH-02-2016. Også bruddtypen er den samme, skjærbrudd med nedknusing langs bruddplanet. I sterk kontrast står BH-03-4, hvor bruddet er et rent brudd langs foliasjonen uten nedknusing. Trykkfastheten er 22 MPa, betydelig mindre enn for samtlige andre prøver. I mellomsjiktet opptrer BH-03-2, hvor foliasjonen synes å ha noe påvirkning på styrken. Trykkfastheten er 58 MPa. Bruddflaten er langs foliasjonen, men litt nedknusing kan observeres.

Mineralsammensetning og tekstur synes også å ha påvirkning på bergartsstyrken. BH-03-3 og BH-03-5 er gjennomsatt av kalkspatfolder på cm-skala. Foliasjonsretningen er ikke synlig i prøvene. Styrken for de to prøvene er svært jevn, hhv. 50 og 54 MPa. Bruddet er kaotisk, og synes til dels å være styrt av foldestrukturen. På bruddflaten for BH-03-3 kjennes også mineraler med lav friksjon, sannsynligvis kloritt eller talk. Pyritt kan observeres i begge de ovennevnte prøvestykkene.

Deformasjonsegenskapene for grønnsteinen varierer også mye. For BH-02-2016 varierer Youngs modul fra 42 til 72 GPa. Merk at styrke og stivhet er tydelig positivt korrelerte. Gjennomsnittlig Youngs modul er 53 GPa, mens medianen er 51 GPa. Følgelig er spredningen jevn, også av resultatene for stivheten. Merk at resultatene for Youngs modul for BH-02-2016 ligger i sjiktet mellom resultatene til Gjerde (2003) og Friestad (2012). For prøvene fra BH-03-2016 varierer også Youngs modul mye, i intervallet 30-53 GPa. BH-03-1 og BH-03-2 plasserer seg rundt gjennomsnittet av prøvene fra BH-02-2016, hhv. 50 og 53 GPa. De to foldete, kalkholdige prøvene (BH-03-3 og BH-03-5) er noe mykere, hhv. 30 og 37 GPa. For BH-03-4 er stivheten betydelig lavere enn for BH-03-1 og BH-03-2 (34 GPa). Poissons tall varierer mellom

0,18 og 0,34. Variasjonen er relativt uavhengig av borhull. Både gjennomsnittet og medianen for begge borhullene ligger i intervallet 0,24-0,26.

På bakgrunn av resultatene fra utførte laboratorietester, kommer det tydelig frem at ulike materialmodeller bør undersøkes ved stabilitetsanalyse av Kvitsøykrysset. Blant annet vil parameterstudier være en naturlig del av numerisk analyse, for å ta hensyn til variasjonen i bergmassens mekaniske egenskaper. I tillegg kan utvidet kunnskap om styrke og deformasjonsegenskaper basert på bergets utseende og beskaffenhet gi et godt vurderingsgrunnlag i drivefasen av prosjektet.

Konkluderende bemerkninger fra enaksiell trykktest

Følgende konklusjoner kan trekkes ut ifra resultater og påfølgende diskusjon:

- For homogen, massiv grønnstein belastet normalt på foliasjonen varierer *UCS* i intervallet 80-130 MPa. Sannsynlige verdier for *UCS*, Youngs modul og Poissons tall settes lik hhv. 100 MPa, 50 GPa og 0,25.
- Foliasjonen har varierende påvirkning på styrke og stivhet. Ved belastning 30-40° på foliasjonsretningen varierer *UCS* i intervallet 20-85 MPa. En sannsynlig *UCS* for dette scenariet settes lik 55 MPa. Youngs modul for scenariet settes lik 50 GPa som ovenfor, men sannsynligvis vil bergmassen stedvis oppføre seg mykere, med Youngs modul ned mot 30 GPa. Poissons tall settes også her lik 0,25.
- For grønnstein gjennomsluttet av foldet kalkspat settes sannsynlig *UCS*, Youngs modul og Poissons tall hhv. lik 50 MPa, 35 GPa og 0,25.
- En felles materialmodell som hensyntar både anisotropi og mineralsammensetning vil være nyttig ved stabilitetsanalyse. For denne settes *UCS*, Youngs modul og Poissons tall til hhv. 55 MPa, 40 GPa og 0,25.

4.4 Sammenligning med innledende vurderinger fra prosjektoppgaven

Basert på utført feltkartlegging og laboratorietesting foreligger det nå et bredere datagrunnlag for vurdering av inngangsparametere til analytisk og numerisk stabilitetsanalyse av Kvitsøykrysset. Følgelig er det naturlig å sammenligne resultatene fra de nyeste undersøkelsene, med de innledende vurderingene fra prosjektoppgaven. Sammenligningen tar i all hovedsak for seg bergmassens beskaffenhet, styrke og deformasjonsegenskaper.

Bergmasseklassifiseringen ved *GSI*-systemet illustrert i figur 4.5 gjenspeiler i stor grad vurderingene basert på kjernelogging beskrevet i prosjektoppgaven. I hovedsak er grønnsteinen

beskrevet som blokkig med ru sprekkeoverflater. Intervallet for *GSI* benyttet i den akse-symmetriske analysen i prosjektoppgaven (55-75) er representativ for lokalitet L2. Det er også beskrevet borhullsseksjoner av enda bedre kvalitet, som samsvarer bra med observasjonene ved lokalitet L3. Enkelte seksjoner er beskrevet som tett oppsprukket, med myke glatte sprekkeoverflater. Bergmasse av denne typen ble observert ved lokalitet L2. I prosjektoppgaven er det presisert at borhullsseksjoner med redusert bergmassekvalitet typisk inneholder kalkspat, samt talk og kloritt på sprekkeflater.

Bergartsstyrken for homogen, massiv grønnstein ble estimert til 80 MPa i prosjektoppgaven. Basert på utførte trykktester kan denne oppjusteres til 100 MPa. Imidlertid har testene vist at mineralsammensetning, tekstur og anisotropi vil ha negativ effekt på styrke og deformasjonsegenskaper. Den overordnede elastisitetsmodulen for homogen grønnstein kan nedjusteres noe, fra 62 GPa til 50 GPa. Estimatet for Poissons forholdstall på 0,25 viser seg å stemme svært bra.

5 Tredimensjonal numerisk analyse av Kvitsøykrysset

Det er utført en tredimensjonal elastisk FEM-analyse i *RS3*. Området for analysen betraktes å være det mest kritiske området av Kvitsøykrysset med tanke på stabilitet. Analysen er utført som en parameterstudie av in-situ bergspenningsforhold. Hensikten er å skape en overordnet forståelse av sekundære bergspenninger i kryssområdet, og identifisere områder som er utsatt for spenningskonsentrasjon og spenningsavlastning. Innledningsvis beskrives modellens utbredelse og utforming, etterfulgt av en begrunnelse for valg av inngangsparametere. Deretter presenteres resultatene sammen med bergtekniske vurderinger.

5.1 Modelloppsett og inngangsparametere

Følgende delkapittel presenterer modelloppsettet og inngangsparametere for analysen. Først beskrives modellens utbredelse og utforming, inkludert begrunnelse for valg av område. Deretter drøftes bakgrunnen for valg av bergmekaniske inngangsparametere, herunder in-situ bergspenninger og bergmekaniske materialegenskaper. Det er utført en parameterstudie av førstnevnte.

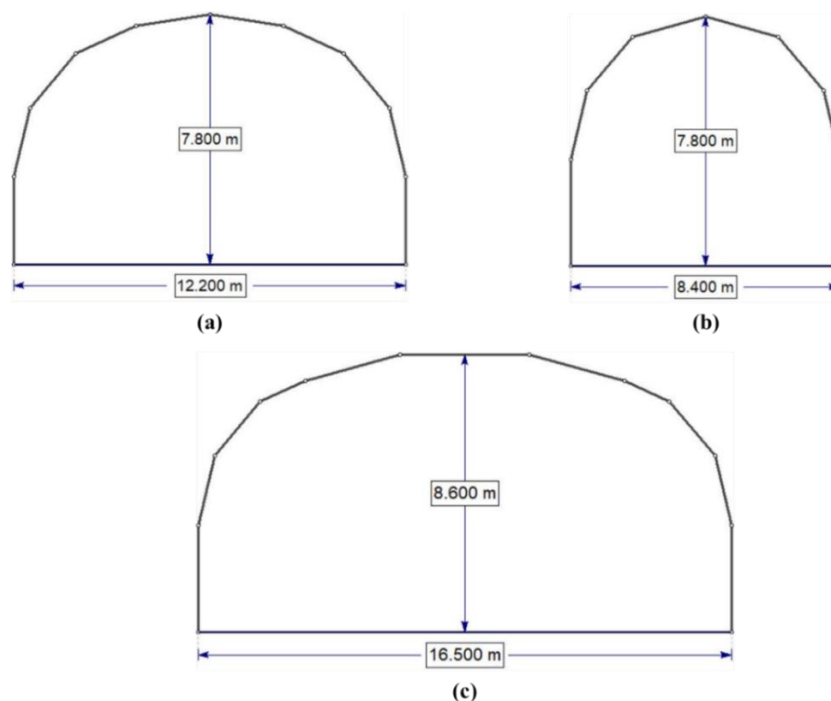
5.1.1 Modelloppsett

Kvitsøykrysset er en svært kompleks konstruksjon med utbredelse på flere hundre meter i alle retninger, også vertikalt. Det er derfor behov for å avgrense modellen til et mindre omfattende område, hvor en kan analysere fordelingen av sekundære bergspenninger i større detalj innenfor en akseptabel tidsramme. Den utførte analysen er konsentrert rundt området sør for tverrforbindelsen som knytter sammen rundkjøringene. Dette er området hvor et nettverk av ventilasjonstunneler krysser både hverandre og vegnettet i flere ulike nivåer. Det er valgt å utelate området øst for nordgående hovedløp, da dette har en relativt enkel utforming. Uttaksvolumet er heller ikke særlig stort. Påvirkningen på det overordnede bergspenningsbildet vil derfor være tilnærmet ubetydelig. I tillegg er det valgt å utelate de to vertikale ventilasjons-sjaktene og tilhørende fjellhaller for ventilasjonsanlegg. En omfattende stabilitetsanalyse av sjaktene og hallene bør utføres separat på et senere tidspunkt.

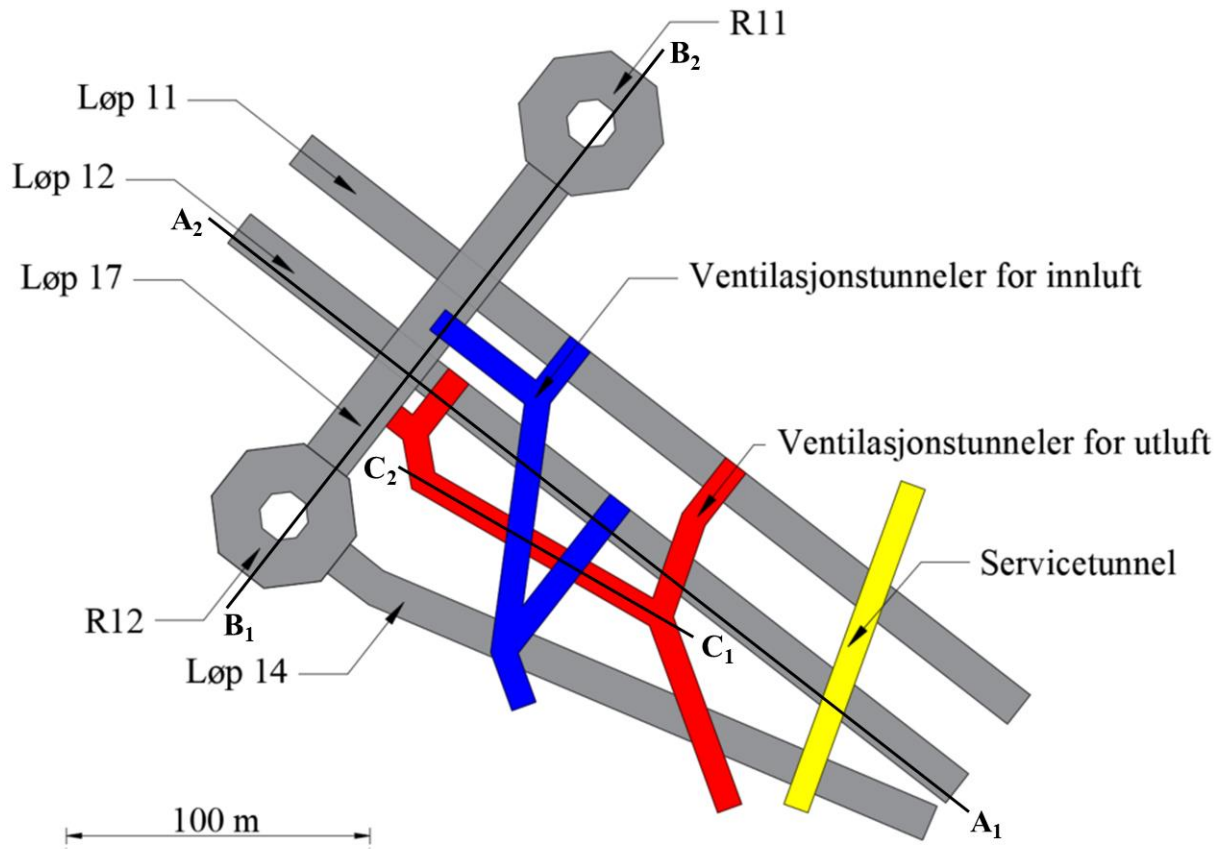
Konstruksjon av de to rundkjøringsområdene innebærer uttak av et betydelig bergvolum, som vil ha stor påvirkning på det sekundære bergspenningsbildet. Det er derfor kritisk at disse er inkludert i modellen. Stabiliteten av rundkjøringene er imidlertid ikke betraktet i detalj i den tredimensjonale analysen. Dette er utført i den aksesymmetriske analysen i kapittel 6.

Modellen er konstruert direkte i *RS3* basert på tilgjengelig tegningsgrunnlag (Dammyr et al., 2018). Sammenlignet med prosjekteringsmodellen er den noe forenklet. Dette er gjort for å tilpasse geometrien til numerisk modellering, først og fremst for å tilrettelegge for et best mulig mesh. Et grovere design har også fordeler med hensyn til tid og kapasitet. Forenklingene innebærer blant annet rettere linjeføring og grovere tunnelkontur. Merk spesielt at rettere linjeføring medfører noe unøyaktighet når det kommer til høydekoter. Kritiske vertikale avstander mellom tunnellop i ulike nivåer er prioritert, men noe avvik fra tegningsgrunnlaget må aksepteres og hensyntas. I realiteten skal ventilasjonstunnelene kobles til hovedløpene med vertikalsjakter, men for enkelhets skyld er disse ikke inkludert.

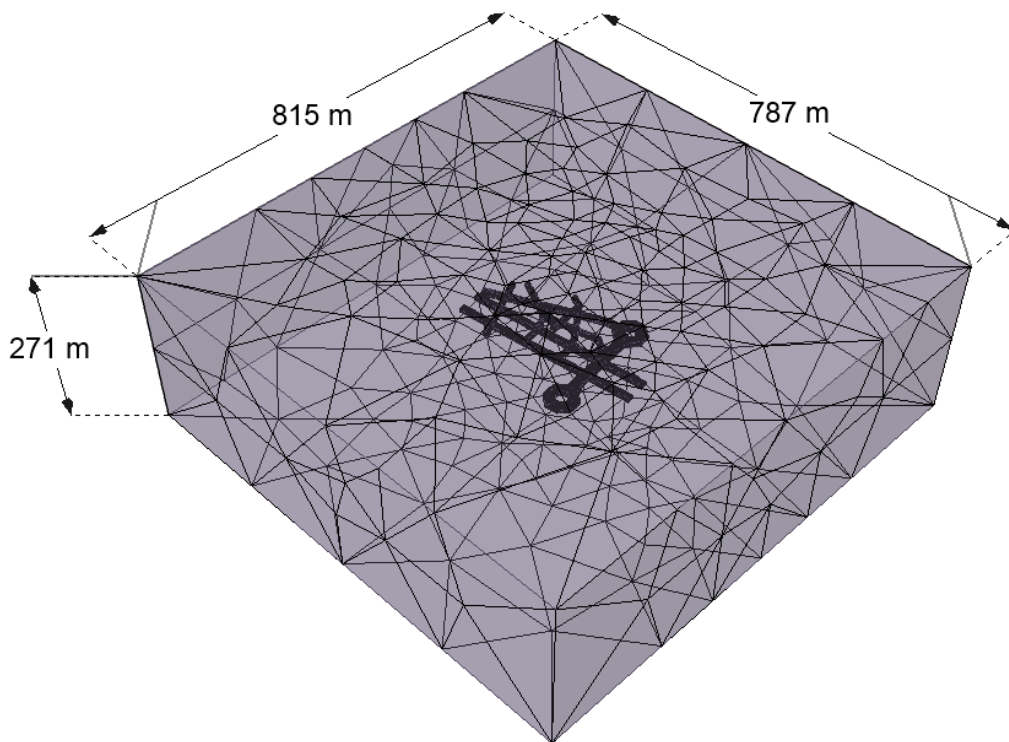
Tre ulike tunneltverrsnitt er konstruert basert på teoretisk sprengningsprofil fra tilgjengelig tegningsgrunnlag. Det er konstruert ett tverrsnitt for hovedløpene og påkjøringsrampen, ett for tverrforbindelsen og rundkjøringene, samt ett for ventilasjonstunneler og servicetunnelen. Tverrsnittene er illustrert i figur 5.1. En arbeidstegning som viser tunnelsystemet ovenfra er illustrert i figur 5.2. Her er tunnellopene nummerert for enklere referering. Den endelige tredimensjonale modellen er illustrert i figur 5.3. Modellstørrelsen er valgt slik at in-situ spenninger på yttergrensene er upåvirket av utgraving. Grensebetingelsene er definert slik at det ikke tillattes deformasjon normalt på yttergrensene. Merk at modellen er rotert slik at yttergrensene står normalt på hovedspenningsretningene.



Figur 5.1: Tunneltverrsnitt fra 3D-modell: (a) Hovedløp (løp 11 og 12) og påkjøringsrampe, (b) ventilasjonstunneler og servicetunnel og (c) tverrforbindelse mellom rundkjøringsområdene (løp 17), samt selve rundkjøringene.



Figur 5.2: Arbeidstegning for tredimensjonal numerisk analyse sett ovenfra, inkludert anvisning av vertikalsnitt A₁-A₂, B₁-B₂ og C₁-C₂ omtalt i delkapittel 5.2. Nord er opp.



Figur 5.3: Modelloppsett for tredimensjonal numerisk analyse i RS3 sett mot sør.

5.1.2 Inngangsparametere

Følgende delkapittel vil ta for seg valg av inngangsparametere for den numeriske analysen. Spesielt viktig er det å få frem variasjonen og usikkerheten i de ulike inngangsparametere, og hvilken påvirkning dette kan ha på analyseresultatet. Først presenteres in-situ bergspenninger, fulgt av en begrunnelse for valg av bergmassens styrke og deformasjonsegenskaper.

In-situ bergspenninger

Basert på utførte bergspenningsmålinger rapportert av Ask (2012) og Larsen og Hagen (2016), samt innledende vurderinger fra prosjektoppgaven (delkapittel 2.3), er det satt opp et sett aktuelle scenarier for in-situ bergspenninger (tabell 5.1). Disse er benyttet til å gjennomføre en parameterstudie under numerisk modellering. For oversiktighet er studien i utgangspunktet begrenset til tre scenarier som representerer hhv. lave, intermediære og høye bergspenninger ved ca. 250 m dyp. Spenningsfeltet er konstant da tunnelgeometriens vertikale utstrekning er relativt liten sammenlignet med dypet. I tillegg virker det urimelig å anta jevn økning i bergspenninger med dypet grunnet kompleks regional strukturgeologi. Foruten scenariene 1-3 i tabell 5.1 er et fjerde scenario med resultatene fra 3D-overcoring rapportert av Ask (2012) benyttet. Scenariet har til hensikt å illustrere effekten av anisotrope horisontalspenninger og høy vertikalspenning på stabiliteten av horisontale pilarer (se delkapittel 5.2.4, figur 5.20).

Orienteringen av in-situ bergspenninger er i hovedsak begrenset til den mest sannsynlige. Basert på innledende ingeniørgeologiske vurderinger betraktes denne også som mest ugunstig for Kvitsøykrysset, da minste hovedspenning vil være orientert normalt på tverrforbindelsen. Dette løpet har størst spenn av samtlige tunneler i modellen. Utsagnet er dokumentert i all enkelthet ved å undersøke deformasjonen langs en rett linje i tunnelhengen på tverrforbindelsen for σ_H orientert hhv. NØ-SV, N-S og Ø-V (se delkapittel 5.2.1). Merk at bergspenningsfeltet for scenario 4 er noe rotert sammenlignet med resterende scenarier (Ask, 2012).

Oppsettet av in-situ bergspenninger gir ikke en fullstendig representasjon av spenningsbildet for Kvitsøykrysset. Lokale avvik fra det overordnede bergspenningsbildet kan forekomme, som presisert i delkapittel 2.3. For eksempel indikerer bergspenningsmålingene stedvis opptreden av svært lave horisontalspenninger, stedvis samtidig som vertikalspenningen overskrider overlagingstrykket. Dette er ikke hensyntatt i analysen, men kan imidlertid være avgjørende for stabiliteten i enkelte tunneler og bergrom. Noen slike tilfeller er undersøkt i påfølgende kapitler. Det anbefales å utføre ytterligere bergspenningsmålinger i drivefasen av prosjektet, for å avdekke avvik fra antatte overordnede bergspenningsforhold (se kapittel 9 for detaljer).

Tabell 5.1: Parameterstudie med hensyn på in-situ bergspenningsforhold.

| Scenario | σ_H | σ_h | σ_v | $k_1 = \sigma_H/\sigma_v$ | $k_2 = \sigma_H/\sigma_h$ | Orientering av σ_H |
|----------|------------|------------|------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| 1 | 8,0 MPa | 5,0 MPa | 7,0 MPa | 1,1 | 1,6 | N045°Ø |
| 2 | 12,0 MPa | 6,5 MPa | 7,0 MPa | 1,7 | 1,7 | N045°Ø |
| 3 | 16,0 MPa | 8,0 MPa | 12,0 MPa | 1,3 | 2,0 | N045°Ø* |
| 4 | 11,0 MPa | 4,5 MPa | 12,0 MPa | 0,9 | 2,4 | N075°Ø |

*I delkapittel 5.2.1 undersøkes også N000°Ø og N090°Ø for dokumentasjon av mest ugunstige orientering.

Bergmassens styrke og deformasjonsegenskaper

For en elastisk FEM-analyse hvor hensikten er å studere fordelingen av de sekundære bergspenningene, vil materialmodellen ikke påvirke sluttresultatet. Selv om bergmassens deformasjonsegenskaper inngår i beregningene, er den endelige spenningsfordelingen utelukkende bestemt av geometrien og grensebetingelsene. Opptredende deformasjoner vil ikke være kvantitativt realistiske, men gi en nyttig kvalitativ indikasjon på kritiske områder.

For å undersøke mulig bruddannelse kan en benytte seg av den såkalte styrkefaktoren (eng. «Strength Factor»). Styrkefaktoren beregnes som forholdet mellom bergmassens styrke og de induerte bergspenningene for hvert knutepunkt. Bergmassens styrke avhenger av det spesifiserte bruddkriteriet. For elastiske materialer tillates induerte spenninger som overskrider bergmassens styrke, og dermed tillates også styrkefaktor mindre enn 1.

Bergmassens styrke er modellert med det generaliserte Hoek-Brown-kriteriet (likn. (1) - (4)). I dette kapitlet antas det for enkelthets skyld at bergmassen er en homogen grønnstein av relativt god kvalitet. Enaksiell trykkfasthet er satt til 100 MPa basert på egne utførte laboratorieundersøkelser. Konstanten m_i er satt til 20 basert på tabellverdier rapportert av Palmström (1995). Det anbefales at fremtidige masterstudenter utfører triaksialtesting på borkjerner fra Kvitsøy for å verifisere verdien. Dette er ikke utført grunnet tidsbegrensninger.

GSI er satt lik 65 basert på kjernelogger av borkjerner fra Kvitsøy rapportert av Dammyr et al. (2018), samt egen feltkartlegging på Kvitsøy. Den overordnede bergmassekvaliteten for kryssområdet er forventet å ligne de blokkige forholdene som ble observert ved lokalitet L1. Sprekkeflatene er oftest ru og plan til bølgete, og oftest uomvandlet eller svakt omvandlet. I enkelte kjerneseksjoner og lokaliteter er imidlertid sprekkeflatene beskrevet som glatte, belagt med kloritt. Dette forekommer også i områder hvor bergmassen fremstår som relativt blokkig.

Tabell 5.2: Materialegenskaper benyttet i den tredimensjonale numerisk analysen.

| Parameter | Verdi | Parameter | Verdi |
|---------------|---------|-----------|----------|
| σ_{ci} | 100 MPa | E_i | 50 GPa |
| m_i | 20 | ν | 0,25 |
| GSI | 65 | E_{rm} | 32,6 GPa |
| D | 0 | | |

Bergmasse av enda bedre kvalitet ($GSI > 65$) er observert både under kjernelogging og feltkartlegging (lokalitet L3). Det antas likevel at slik kvalitet ikke er representativ på stor skala. Bergmasse av dårlig til svært dårlig kvalitet er også observert, men er unntatt analysen grunnet stor usikkerhet i utbredelsen. En kvalitativ vurdering av svakhetssoners påvirkning på stabilitet og bergspenningsforhold er presentert i kapittel 8.

Forstyrrelsesfaktoren D er satt lik 0 i analysen, som tilsvarer forsiktig kontursprengning med minimal forstyrrelse av bergmassen. Det kan selvsagt argumenteres for at dette er i overkant optimistisk. Likevel er følgende viktig å ta i betraktning: Dersom forstyrrelsesfaktoren tilegnes en verdi større enn 0, skal denne kun tilegnes for den sprengningsinduserte skadesonen. Det er ikke realistisk å tilegne forstyrrelsesfaktor større enn null for hele bergmassen (Hoek, 2007b). Modellering av en slik skadesone rundt hele tunnelkonturen er tidkrevende arbeid. I tillegg er det knyttet betydelig usikkerhet til in-situ oppsprekking. Det er derfor valgt å neglisjere effekten av sprengningsskadesonen. Resultatene må følgelig analyseres konservativt.

Valg av bergmassens deformasjonsegenskaper er basert på egne utførte laboratorietester. For en homogen massiv grønnstein er Youngs modul for intakt berg satt til 50 GPa. Beregning av bergmassens deformasjonsmodul er utført ved Hoek-Diederichs-metoden (likn. (5)). Poissons forholdstall er satt til 0,25. En oppsummering av bergmekaniske materialegenskaper benyttet i den tredimensjonale numeriske analysen er presentert i tabell 5.2.

5.2 Analyseresultater

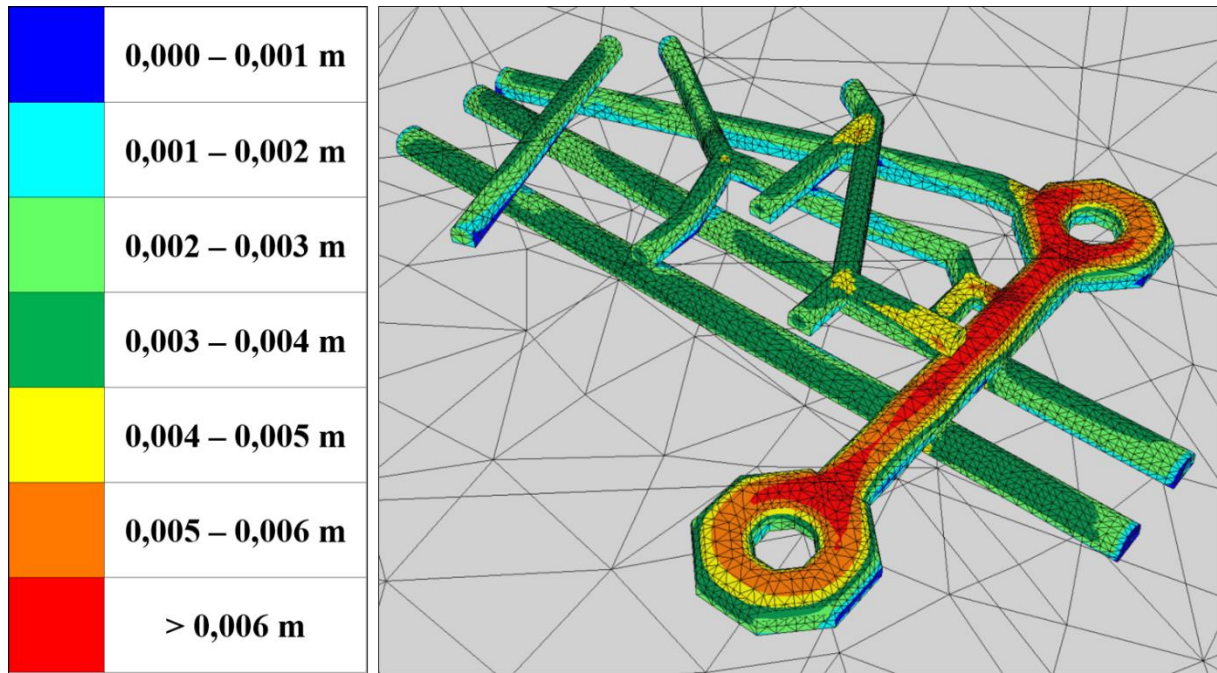
Følgende delkapittel presenterer analyseresultatene. Først betraktes deformasjonen på og rundt tunnelkonturen som følge av det komplekse bergguttaket. Deretter er det valgt å se nærmere på tre ulike vertikalsnitt av spesiell interesse. Snittenes plassering er tidligere anvist i figur 5.2. Samtlige bergspenningsscenarier er betraktet for de tre vertikalsnittene. Beskrivelsen av analyseresultatene vil inneholde bergtekniske vurderinger av tunnelstabiliteten basert på opptredende deformasjoner, sekundære bergspenninger og den tidligere omtalte styrkefaktoren.

5.2.1 Deformasjon på og rundt tunnelkonturen

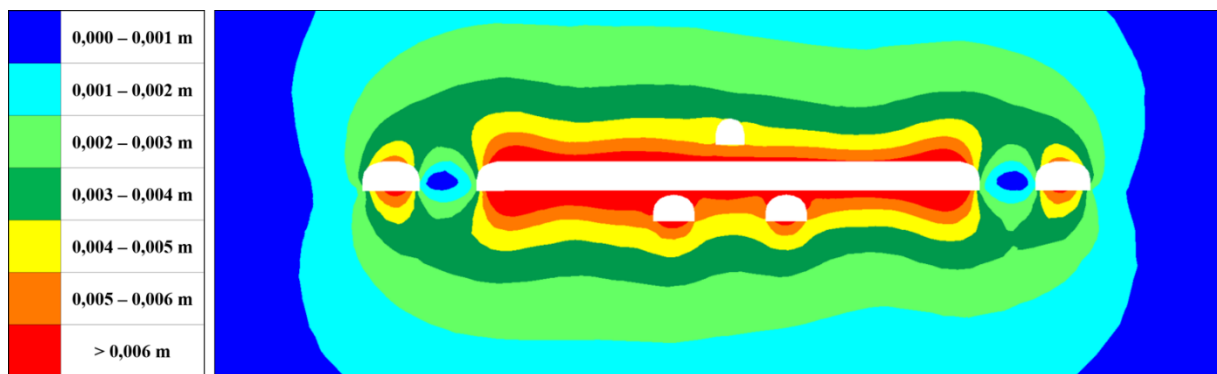
Får å skaffe en innledende oversikt over stabilitetsforholdene i modellen er det valgt å betrakte total elastisk forskyvning på og rundt tunnelkonturen. For samtlige bergspenningsscenarier opptrer de største deformasjonene i området for tverrforbindelsen og rundkjøringene (figur 5.4 og figur 5.5). For å undersøke hva som er den mest ugunstige orienteringen av in-situ spenninger er forskyvningen plottet langs en linje i tunnelhengen fra R12 til R11 (figur 5.6) for tre ulike retninger for σ_H , hhv. NØ-SV, N-S og Ø-V. Basert på innledende vurderinger av in-situ bergspenninger for Kvitsøykrysset er alle de tre retningene rimelige (Mathiassen, 2018).

Fordelingen av elastisk forskyvning har to fremtredende årsaksforhold. Først og fremst skyldes fordelingen det store volumuttaket i områdene for maksimal deformasjon. I tillegg er fordelingen sannsynligvis noe påvirket av hovedspenningsretningene. I tilfellet hvor minste hovedspenning i modellen er orientert normalt på tverrforbindelsesaksen bidrar dette til relativt stor forskyvning sammenlignet med hovedløpene. Maksimal forskyvning opptrer i sålen på tverrforbindelsen, like over hovedløpene, for samtlige scenarier. Dette synes ikke av figur 5.4. Her er imidlertid bergoverdekningen kun 1,2 m, og antagelsen om isotrop elastisk bergmasseoppførsel er derfor høyst usannsynlig. I realiteten er området uansett prosjektert med fullstendig gjennomdriving og betongutstøpning.

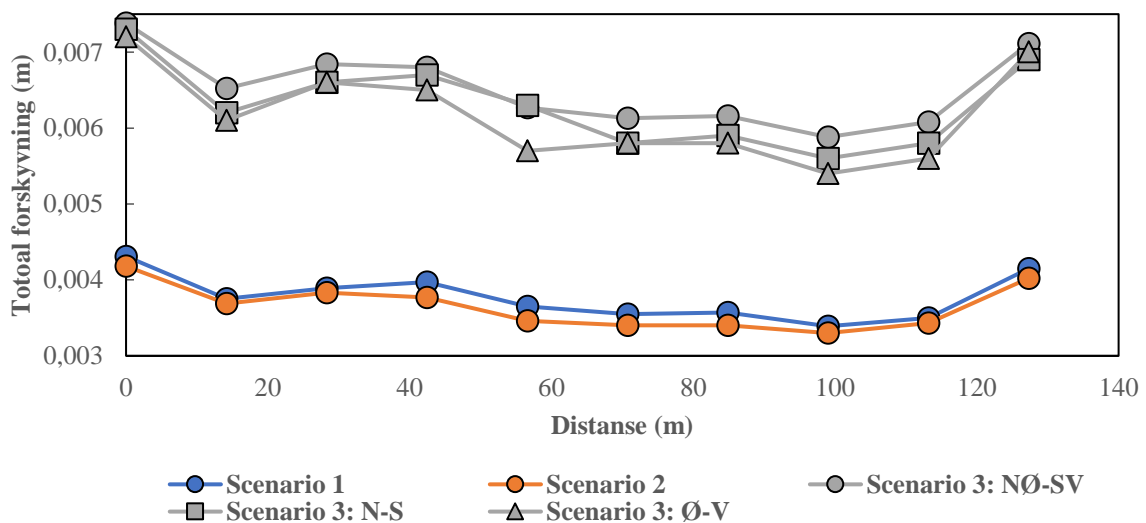
For å undersøke fordelingen av elastisk forskyvning i større detalj er forskyvningen plottet langs en linje i toppen av tunnelhengen fra R12 til R11 (figur 5.6). Størrelsen av forskyvningen har begrenset verdi, fordi det ved sammenligning med deformasjonsmålinger i drivefasen også må tas hensyn til plastiske deformasjoner. I tillegg vil deformasjonsutviklingen påvirkes av uttaksrekkefølgen, som ikke er hensyntatt her. En vurdering av slike drivetekniske aspekter er presentert i kapittel 9. Likevel er det interessant å undersøke den relative variasjonen langs linja, samt forskjellen mellom de ulike spenningsscenariene. Som forventet er forskyvningen størst i seksjoner med størst tunnelspenn. Den mest fremtredende karakteristikken ved analysen er forskjellen mellom scenario 1 og 2, og scenario 3. Det kommer klart frem at en økning i vertikalspenningen har større effekt på den elastiske forskyvningen i tunnelhengen enn endringer i horisontalspenningene. På bakgrunn av denne observasjonen er det essensielt at det utføres ytterligere bergspenningmålinger tidlig i drivefasen av prosjektet, for å undersøke hvorvidt vertikalspenningen i området overskrider overlagingstrykket, slik som enkelte tidligere utførte bergspenningmålinger indikerer. Av figur 5.6 synes det også tydelig at retning for σ_H lik NØ-SV er den mest ugunstige orienteringen av in-situ bergspenningsfeltet. Følgelig benyttes denne orienteringen til videre analyse.



Figur 5.4: Konturplott fra RS3 av total elastisk forskyvning på tunnelkonturen for scenario 3. Retning for σ_H er lik NØ-SV. Illustrasjonen sees mot sør.



Figur 5.5: Konturplott fra RS3 av total elastisk forskyvning i snitt B₁-B₂ for scenario 3.



Figur 5.6: Total elastisk forskyvning på tverrforbindelseskanturen plottet langs en linje i toppen av tunnelhengen fra R12 til R11.

5.2.2 Snitt A₁-A₂

Snitt A₁-A₂ strekker seg parallelt med sørgående hovedløp (løp 12) på tvers av servicetunnelen, flere av ventilasjonstunnelene og tverrforbindelsen (figur 5.2). På forhånd er det forventet at den gjenstående rektangulære pilaren mellom tverrforbindelsen og den nærliggende ventilasjonstunnelen for utluft vil være utsatt for betydelig spenningskonsentrasjon.

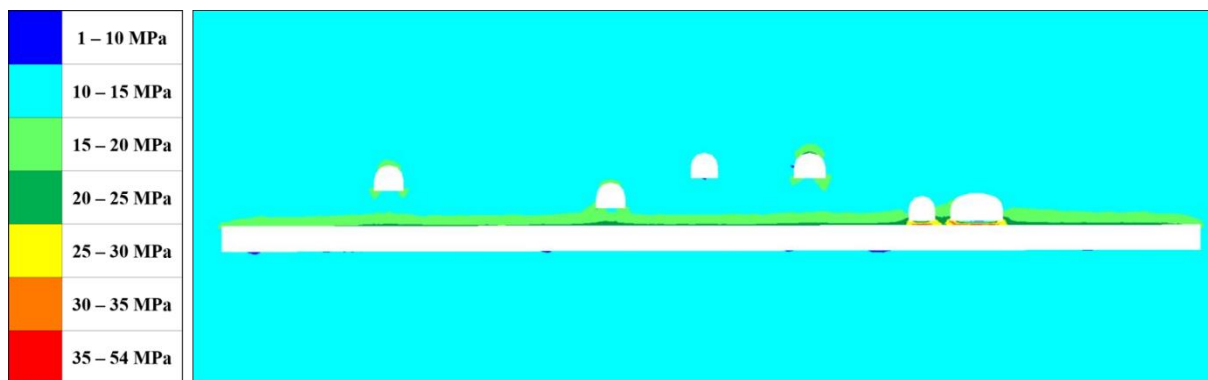
Konturplottene av σ_1 og σ_2 i hhv. figur 5.7 og figur 5.8 bekrefter hypotesen om spenningskonsentrasjon i den ovennevnte 4,5 m brede pilaren*. Her er σ_1 orientert omtrent horisontalt normalt på planet, mens σ_2 er vertikalbelastningen. For intermediære in-situ bergspenninger (scenario 2) er sekundærspenningene σ_1 og σ_2 i størrelsesorden hhv. 15-25 MPa og 8-16 MPa. Det horisontale omslutningstrykket i planet (σ_3) er lavt (figur 5.9). Strekkspenninger i størrelsesorden 0-2 MPa opptrer på konturen, og omslutningstrykket i kjernen av pilaren er i størrelsesorden 0-2 MPa. Spenningskonsentrasjonen og det lave omslutningstrykket gjør at styrkefaktoren er kritisk lav (figur 5.10). Faktoren er < 1 på pilarkonturen, og 1-1,5 mot senter.

Avstanden mellom løp 12 og overliggende tunnellop virker i hovedsak å være tilfredsstillende, sett bort ifra ventilasjonstunnelen for utluft lengst mot sørøst. Her er avstanden 5,4 m[†]. Horisontalpilaren er utsatt for betydelig horisontal belastning både normalt på planet og i planet. For spenningssenario 2 er størrelsesorden for σ_1 (normalt på planet) og σ_2 (i planet) hhv. 15-25 MPa og 8-12 MPa. Spesielt kritisk er det at det vertikale omslutningstrykket (σ_3) er så lavt som 0-2 MPa. Styrkefaktoren er kritisk lav (1-1,5).

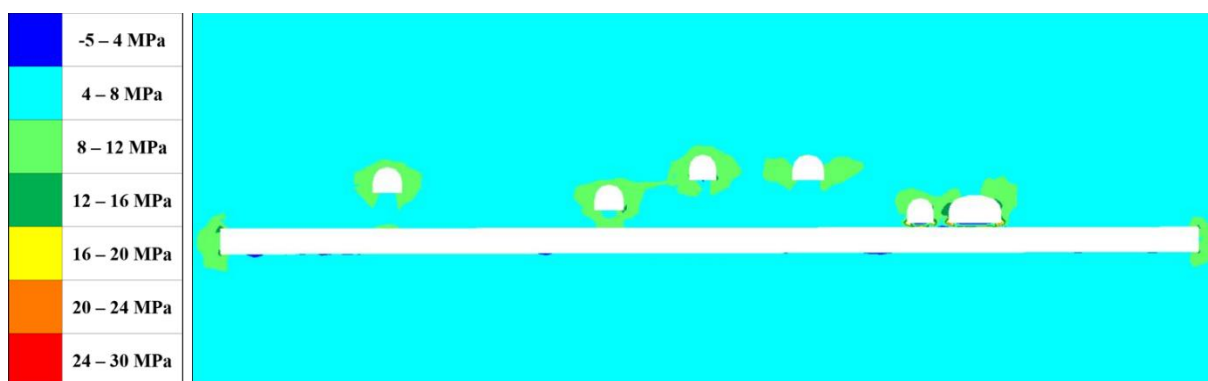
For å sammenligne scenariene 1-3 fra tabell 5.1 er de sekundære hovedspenningene og styrkefaktoren plottet langs en linje gjennom den ovennevnte vertikale pilaren mellom utluftstunnelen og tverrforbindelsen (figur 5.11). Selv om lave in-situ bergspenninger gir mindre grad av spenningskonsentrasjon og noe høyere styrkefaktor, er forskjellen oppsiktsvekkende liten. Styrkefaktoren befinner seg i et kritisk område for samtlige bergspenningsscenarier (0,9-1,3). For scenario 3 økes omslutningstrykket normalt på planet sammen med vertikalbelastningen. Dette forhindrer trolig ytterligere reduksjon av styrkefaktoren. For å sikre tilfredsstillende stabilitet av pilaren bør omslutningstrykket i planet (σ_3) økes ved installasjon av omfattende bergsikring. Dette kan utføres ved bergbolting i et saksemønster fra tverrforbindelsen og utluftstunnelen. Ved relativt dårlig bergmassekvalitet bør det benyttes armerte sprøytebetongbuer for å oppnå ønsket effekt.

* Bredden er grovt underestimert grunnet en konstruksjonsfeil i RS3. Prosjektert bredde er 12,4 m. Analyseresultatene tilknyttet styrkefaktoren er følgelig særdeles konservative.

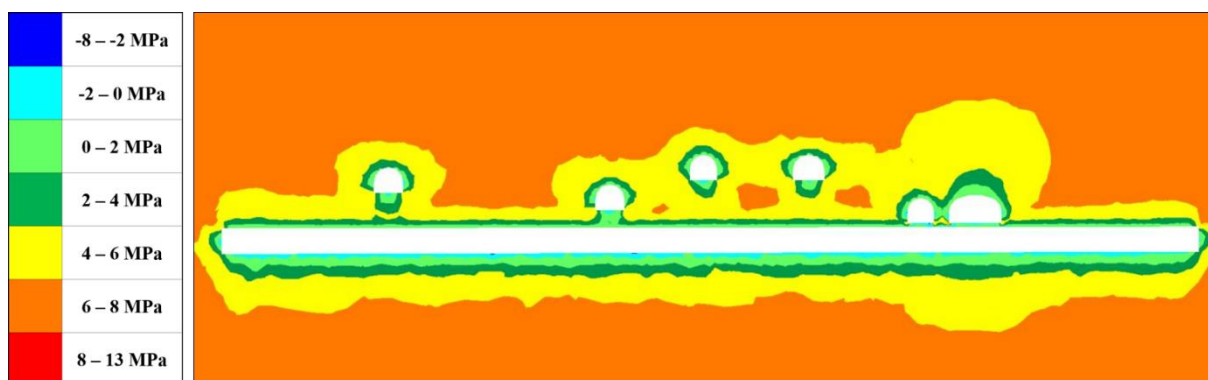
† Avstanden avviker fra tegningsgrunnlaget grunnet forenklet linjeføring i modellen. Prosjektert avstand er 6,5 m.



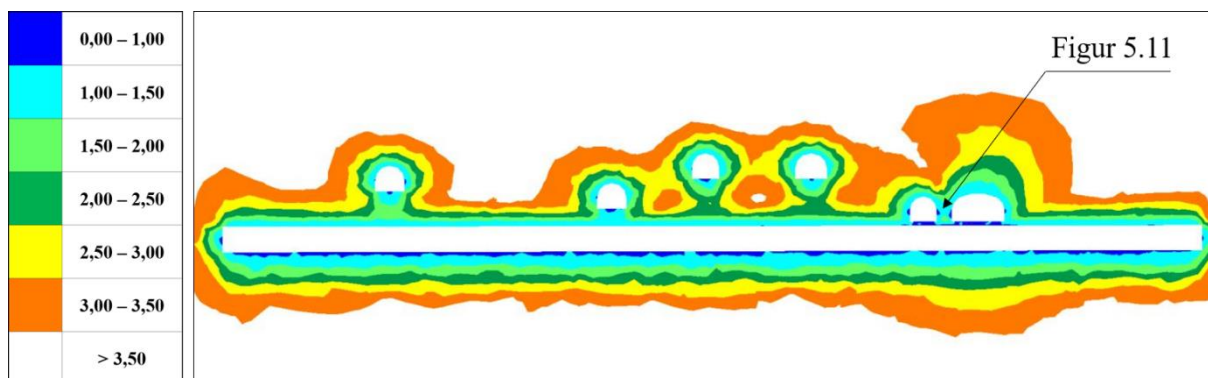
Figur 5.7 Konturplott fra RS3 av sekundærspenningen σ_1 i snitt A₁-A₂ for scenario 2



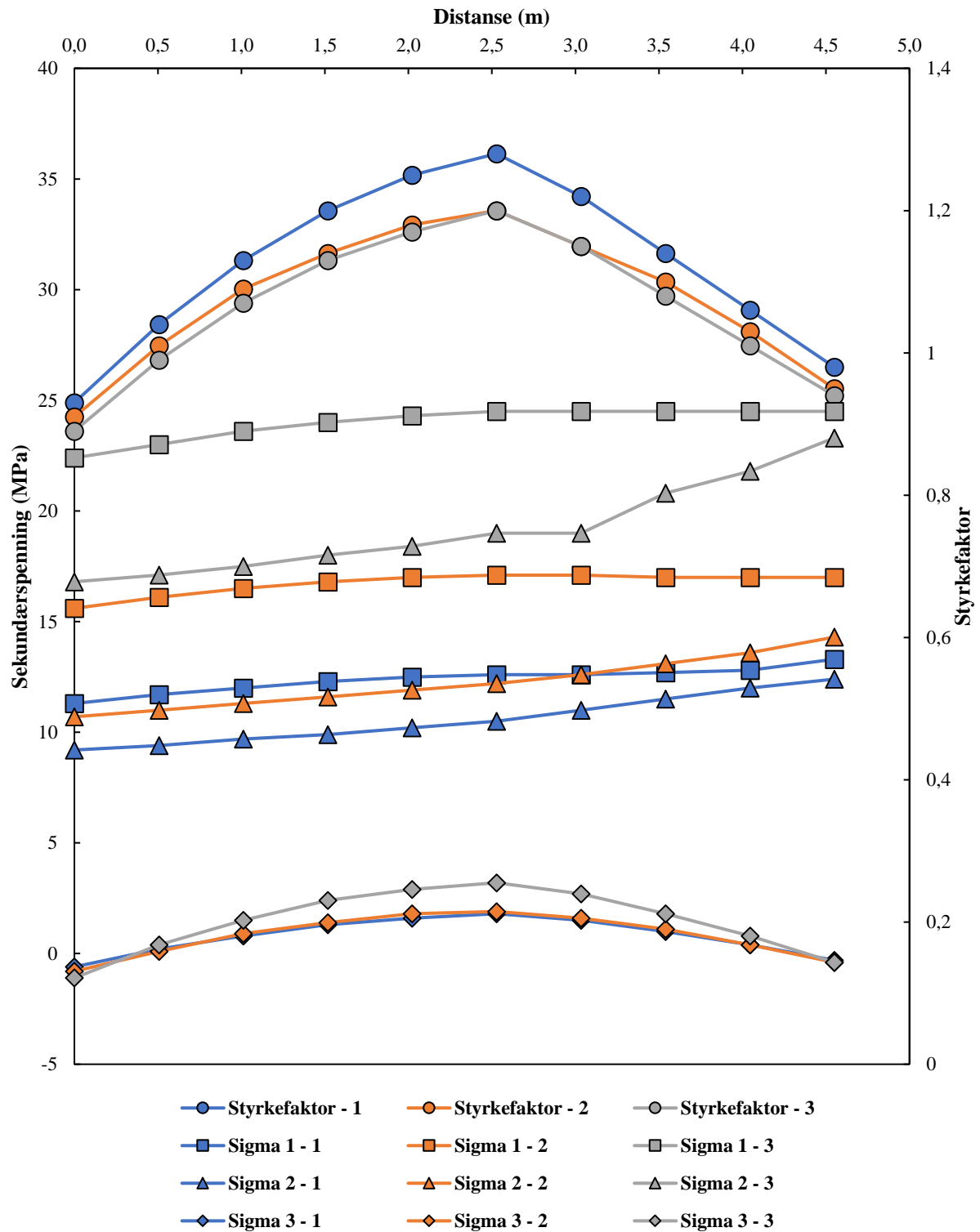
Figur 5.8 Konturplott fra RS3 av sekundærspenningen σ_2 i snitt A₁-A₂ for scenario 2.



Figur 5.9 Konturplott fra RS3 av sekundærspenningen σ_3 i snitt A₁-A₂ for scenario 2.



Figur 5.10 Konturplot fra RS3 av styrkefaktoren i snitt A₁-A₂ for scenario 2. Plassering for figur 5.11 (neste side) er anvist.



Figur 5.11: Diagrammet illustrerer spenningsfordelingen og styrkefaktoren langs en linje gjennom den 4,5 m tykke pilaren mellom tverrforbindelsen og den nærliggende ventilasjonstunnelen for utluft (se figur 5.10). De tre ulike spenningsscenariene er representert i forskjellige farger, hhv. blå, oransje og grå. I tillegg er de tre sekundære hovedspenningene og styrkefaktoren alle representert med forskjellige symboler. Merk at styrkefaktoren er relativt uforandret, selv om bergspenningsforholdene skifter. En mulig årsak er at omslutningstrykket økes sammen med vertikalbelastningen. Styrkefaktoren er kritisk lav for samtlige scenarier.

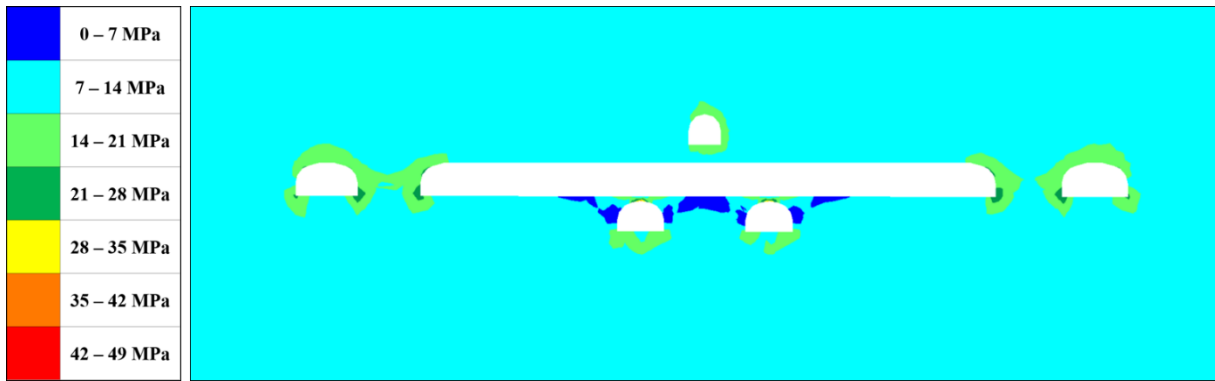
5.2.3 Snitt B₁-B₂

Snitt B₁-B₂ strekker seg parallelt med tverrforbindelsen (løp 17) og gjennom rundkjøringene. Det inkluderer også overliggende ventilasjonstunnel for innluft (figur 5.1). På forhånd er det forventet at rundkjøringspilarene vil være utsatt for spenningskonsentrasjon. Videre viser innledende betraktninger av elastisk forskyvning relativt store deformasjoner i området hvor løp 17 krysser over løp 11 og 12 (figur 5.5). Dette indikerer at området potensielt er avspenn.

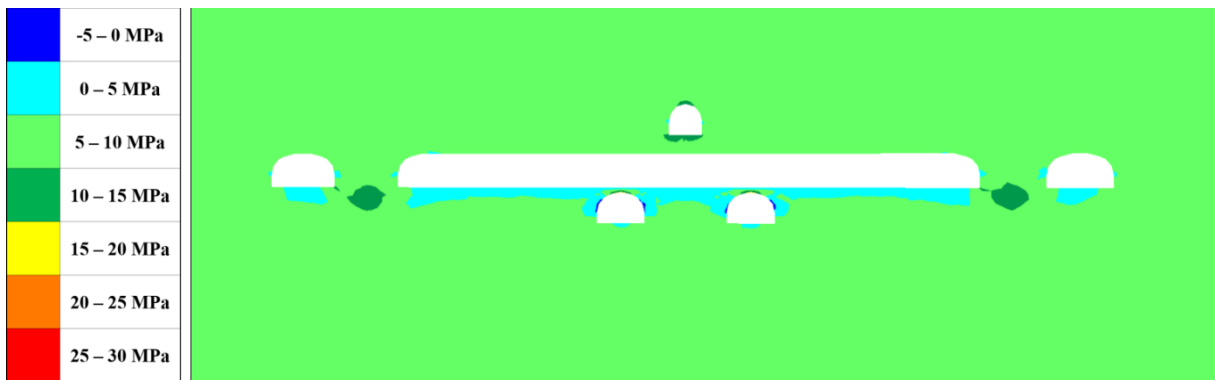
Som forventet bærer rundkjøringspilaren mye av lasten for områdene med stort spenn. Dette er illustrert i figur 5.12. Basert på styrkefaktoren er kjernen av pilaren belastet elastisk med god margin for samtlige scenarier. Dette betyr at bergmassens styrke er tilfredsstillende. Styrkefaktorens fordeling for intermediære in-situ spenninger (scenario 2) er illustrert i figur 5.15. En mer detaljert analyse av rundkjøringspilarene er presentert i kapittel 6.

Konturplottene av σ_2 og σ_3 i figur 5.13 og figur 5.14 indikerer strekkspenninger på tunnelkonturen for løp 11 og 12. Orienteringen av disse er hhv. parallell med tunnelaksen og normalt på konturen. σ_1 er tangentialspenningen. Merk at økt in-situ horisontalspenning har ubetydelig reduserende effekt på strekkspenningene. I området under løp 17, mellom løp 11 og 12, er det sekundære bergspenningsfeltet svært kaotisk. Å tolke orienteringen av spenningene er dermed vanskelig. Det er likevel tydelig at den kryssende tverrforbindelsen medfører betydelig lavere spenninger enn det som vanligvis opptrer mellom to parallelle tunnellop. Spenningsavlastning, særlig strekkspenninger på tunnelkonturen, er kritisk for strukturelt betinget stabilitet i hovedløpene. Ved kryssing under løp 17 øker faren for kileutglidning betraktelig. Hvorvidt drive-rekkefølgen skal tilpasses ovennevnte forhold må vurderes av entreprenøren. Et alternativ er å drive hovedløpene før tverrforbindelsen, for å minimere risikoen for kileutglidning under driving. Da kan bergsikring installeres før spenningsavlastning. Det er utført en blokkanalyse for området som inkluderer bergsikring. Denne er presentert i kapittel 7.

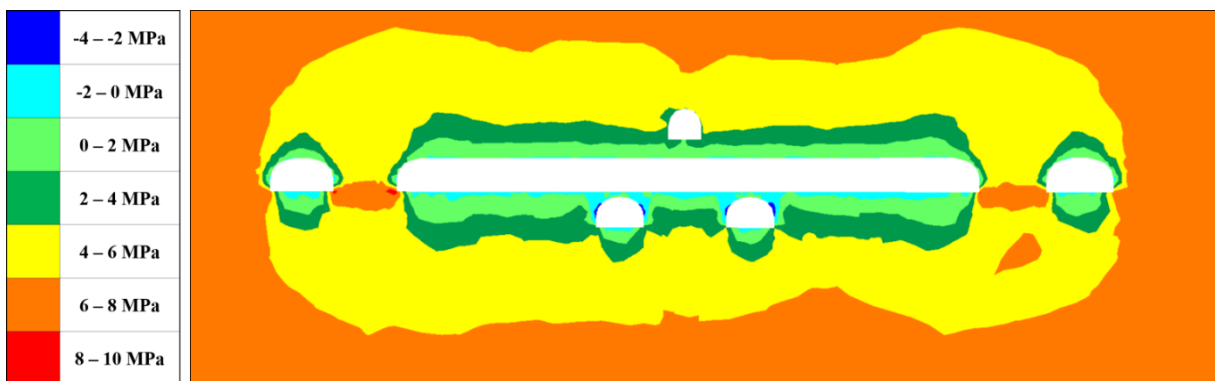
Et antatt kritisk scenario er utelatt fra analysen av snitt B₁-B₂. Dersom vertikalspenningen overskrider overlagingstrykket, samtidig som horisontalspenningen normalt på løp 17 er lav, forventes betydelig redusert stabilitet i hengen av rundkjøringene og tverrforbindelsen. Tilfellet er behandlet i kapittel 6, som en del av den detaljerte stabilitetsanalysen av rundkjøringsområdene. Blant annet undersøkes utbredelsen av strekkspenninger i tunnelhengen som følge av høy vertikalbelastning og redusert innspenning. I tillegg til rundkjøringene skal det også drives to tekniske haller fra tverrforbindelsens nordvestside som ikke er inkludert i 3D-modellen. Tilhørende tunnelkryss med stort spenn vil være spesielt utsatt for strekkspenninger.



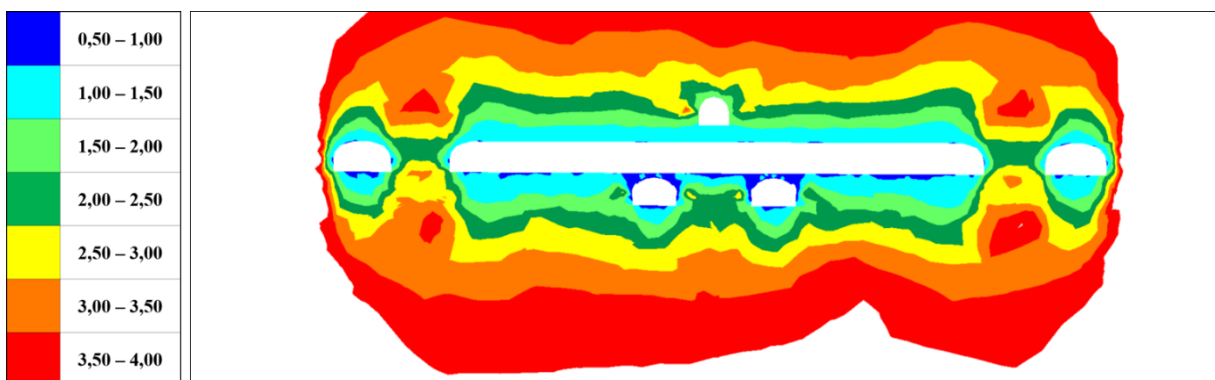
Figur 5.12: Konturplott fra RS3 av sekundærspenningen σ_1 i snitt B₁-B₂ for scenario 2.



Figur 5.13: Konturplott fra RS3 av sekundærspenningen σ_2 i snitt B₁-B₂ for scenario 2.



Figur 5.14: Konturplott fra RS3 av sekundærspenningen σ_3 i snitt B₁-B₂ for scenario 2.



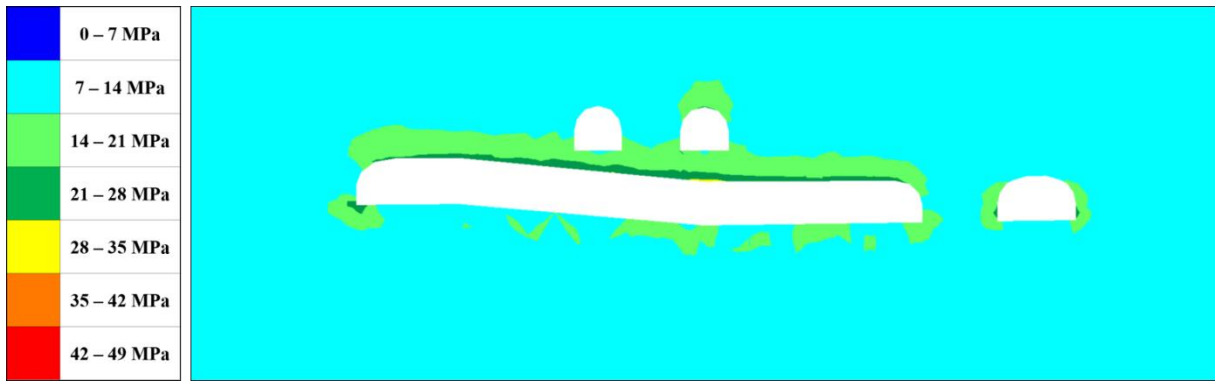
Figur 5.15: Konturplott fra RS3 av styrkefaktoren i snitt B₁-B₂ for scenario 2.

5.2.4 Snitt C₁-C₂

Snitt C₁-C₂ er parallelt med en utvalgt tunnelseksjon av ventilasjonssystemet for utluft. Over utluftstunnelen passerer to tunneler tilhørende ventilasjonssystemet for innluft (figur 5.2). Den vertikale avstanden mellom tunnelene er hhv. 3,6 og 5,5 m[‡]. Førstnevnte er den minste vertikale avstanden i modellen, sett bort ifra områder prosjektert med fullstendig gjennomdriving. Slike horisontale pilarer er tidligere trukket frem som et kritisk aspekt ved stabilitetsvurdering av Kvitsøykrysset (Mathiassen, 2018).

Konturplottene i figur 5.16 - figur 5.19 illustrerer fordelingen av sekundære bergspenninger og styrkefaktoren for intermedie in-situ bergspenninger (scenario 2). Pilaren mellom inn- og utluftstunnelene er utsatt for høye sekundære horisontalspenninger. Spenningskonsentrasjonen er særlig fremtredende i hengen av den underliggende utluftstunnelen. σ_1 og σ_2 er orientert horisontalt hhv. normalt på og parallelt med planet. Det vertikale omslutningstrykket σ_3 på pilaren er kritisk lavt, men øker fra strekk i sålen til innluftstunnelen til trykk i den underliggende hengen til utluftstunnelen. For scenariene 1-3 øker styrkefaktoren sammen med omslutningstrykket. I figur 5.20 er sekundærspenningene og styrkefaktoren for scenariene 1-3 plottet gjennom den smaleste pilaren fra sålen til den underliggende hengen. Scenario 1 er mest kritisk, etterfulgt scenario 2. Likevel er fordelingen av styrkefaktoren relativt lik for de tre scenariene. For scenariene 1-3 er σ_3 høy nok til at styrkefaktoren for det meste er større enn 1. Dersom vertikalspenningen overskrider overlagingstrykket samtidig som $\sigma_H \gg \sigma_h$ oppstår en kritisk situasjon. Dette er tilfellet for scenario 4, som representerer resultatene fra bergspenningsmålinger ved 3D-overcoring rapportert av Ask (2012). Reduksjonen av minste in-situ horisontalspenning medfører ytterligere nedgang i omslutningstrykket. Blant annet opptrer det betydelig strekkspenning i sålen. Dette har en signifikant negativ effekt på styrkefaktoren (figur 5.20). I tillegg til en generell reduksjon av styrkefaktoren, er også formen på kurven endret. I umiddelbar nærhet av hengen i utluftstunnelen øker spenningskonsentrasjonen, mens omslutningstrykket stabiliseres på en kritisk lav verdi. Da avtar også verdien av styrkefaktoren. Basert på vurderingene over er det tydelig at økt vertikalt omslutningstrykk og isotrope horisontalspenninger er nødvendig for å opprettholde stabiliteten av slike horisontale pilarer. Førstnevnte kan oppnås ved økt boltetetthet i tunnelhengen av den underliggende utluftstunnelen. Ved relativt dårlig bergmassekvalitet bør det benyttes armerte sprøytebetongbuer. Det er også viktig å minimere overmassen for å opprettholde tilstrekkelig tykkelse på pilaren.

[‡] Avstandene avviker fra tegningsgrunnlaget pga. forenklet linjeføring. Prosjekterte avstander er 4,2 og 4,6 m.



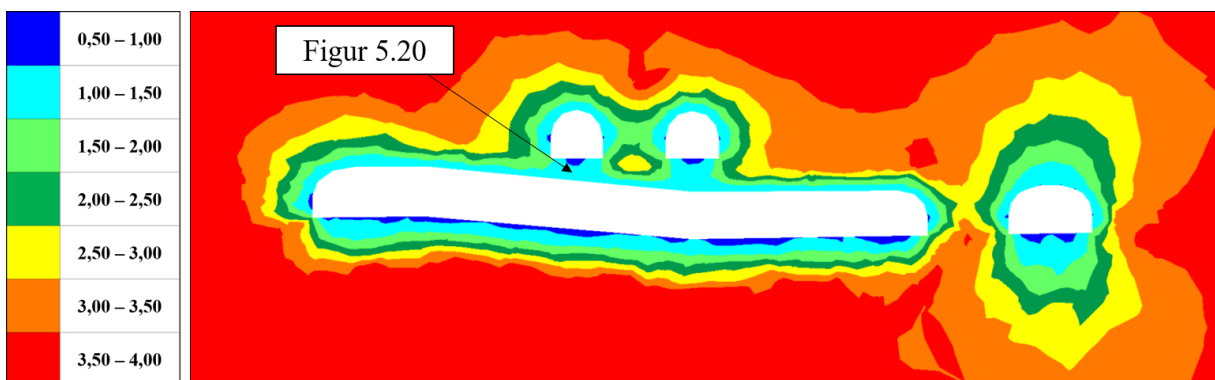
Figur 5.16: Konturplott fra RS3 av sekundærspenningen σ_1 i snitt C₁-C₂ for scenario 2.



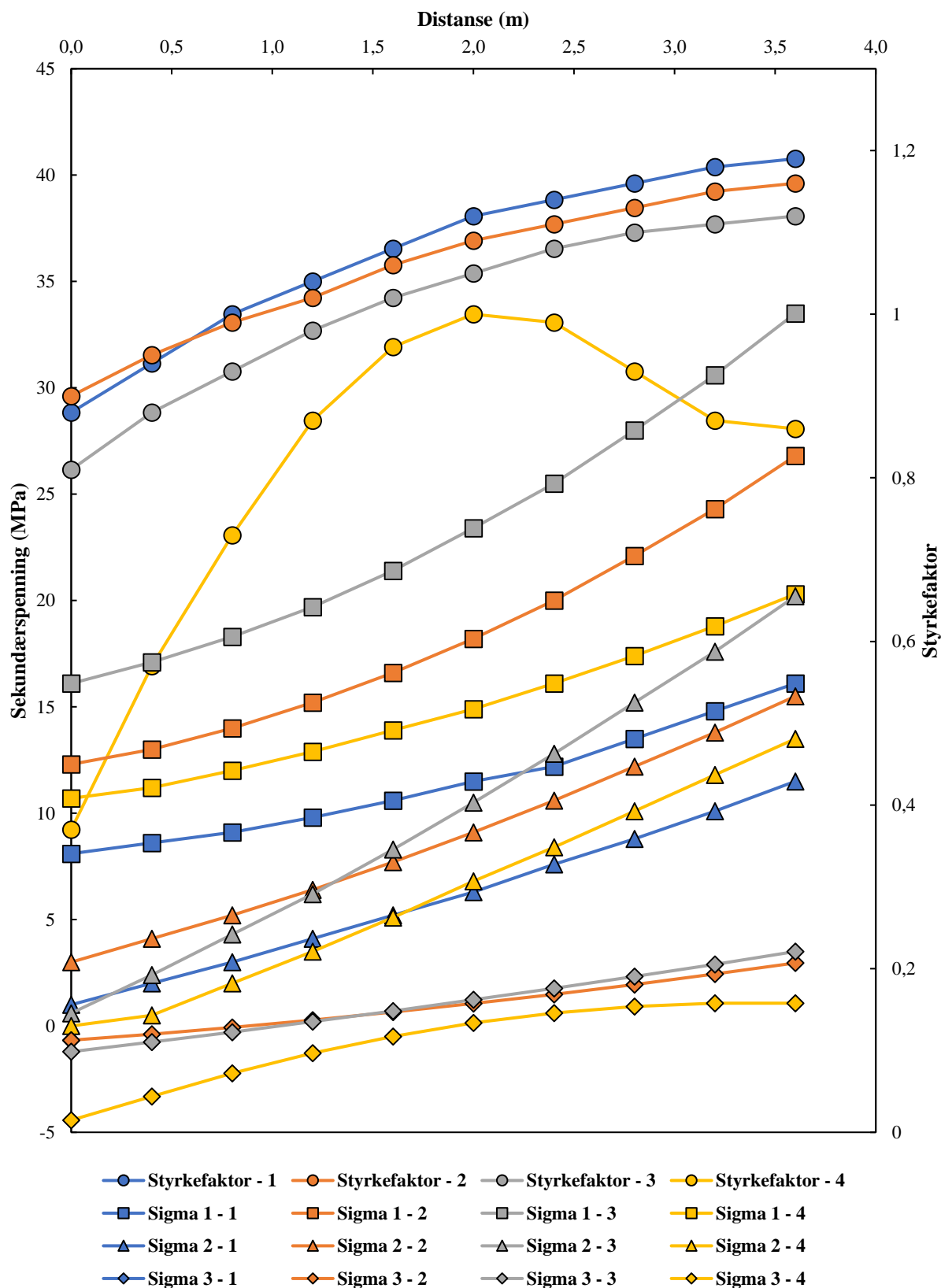
Figur 5.17: Konturplot fra RS3 av sekundærspenningen σ_2 i snitt C₁-C₂ for scenario 2.



Figur 5.18: Konturplot fra RS3 av sekundærspenningen σ_3 i snitt C₁-C₂ for scenario 2.



Figur 5.19: Konturplot fra RS3 av styrkefaktoren i snitt C₁-C₂ for scenario 2. Plassering for figur 5.20 (neste side) er anvist.



Figur 5.20: Diagrammet illustrerer spenningsfordelingen og styrkefaktoren langs en linje gjennom den 3,6 m mektige horisontale pilaren mellom ventilasjonstunnelene i snitt C₁-C₂ (se figur 5.19). Scenario 1-4 er hhv. representert ved fargene blå, oransje, grå og gul. Scenario 4 svarer til bergspenningsmålingene utført ved 3D-overcoring rapportert av Ask (2012).

5.3 Konkluderende bemerkninger

Basert på den utførte tredimensjonale elastiske numeriske analysen av Kvitsøykrysset fremheves følgende konkluderende bemerkninger:

- Maksimal deformasjon opptrer i området for tverrforbindelsen og rundkjøringene. Dette skyldes hovedsakelig et stort uttaksvolum og store spenn. Basert på opptredende elastisk forskyvning i tverrforbindelsen betraktes orienteringen NØ-SV for σ_H som den mest ugunstige orienteringen av in-situ bergspenninger. Merk at en økning i vertikalspenning har betydelig større destabiliserende effekt enn en tilsvarende reduksjon i horisontalspenning. Imidlertid er tilstrekkelig høye horisontalspenninger kritisk for å opprettholde tilfredsstillende innspenning av tunnelhengen.
- Vertikale pilarer er utsatt for betydelig spenningskonsentrasjon. Dette gjelder spesielt rundkjøringspilarene og den rektangulære pilaren mellom tverrforbindelsen og nærliggende ventilasjonstunneler for utluft. Rundkjøringspilarene er betraktet i detalj i kapittel 6.
- Området hvor løp 11 og 12 krysser under løp 17 er utsatt for betydelig spenningsavlastning. Strekkspenninger i to ulike retninger opptrer på tunnelkonturen for hovedløpene. Ovennevnte forhold er kritisk for strukturelt betinget stabilitet, og øker risikoen for kileutglidning betraktelig.
- Lavt vertikalt omslutningstrykk og anisotrope horisontalspenninger er ugunstig for stabiliteten av horisontale pilarer som skiller tunneler i ulike nivåer. Det er viktig å øke det vertikale omslutningstrykket ved hjelp av bergsikring i underliggende løp.

De konkluderende bemerkningene indikerer at det mest kritiske in-situ bergspenningsscenariet er høy vertikalspenning som overskrider overlagingstrykket, kombinert med anisotrope horisontalspenninger hvor minste horisontalspenning er relativt lav, jf. spenningsscenario 4.

En konstruksjonsfeil har medført at bredden av den rektangulære pilaren betraktet i snitt A₁-A₂ (delkapittel 5.2.2) er grovt underestimert. Den prosjekterte bredden er i realiteten 12,4 m, mens den modellerte bredden er 4,5 m. Resultatene for pilaren er derfor i beste fall svært konservative. Fordi den fremdeles belyser viktige aspekter ved pilarstabiliteten er det valgt å beholde analysen. Det er forsøkt å endre bredden i ettertid, men ringvirkninger i resten av modellgeometrien gjorde tiden utilstrekkelig. Feilen har ingen signifikant påvirkning på resterende resultater, som kan betraktes selvstendig. Generelt avhenger stabiliteten av tilstrekkelig omslutningstrykk normalt på tverrforbindelsen. Dette kan oppnås ved hjelp av bergsikring. Ytterligere usikkerhet og begrensninger ved analysen er drøftet i kapittel 10.

6 Akse-symmetrisk numerisk analyse av rundkjøring

Som en utvidelse av stabilitetsanalysen fra prosjektoppgaven, er det utført en mer detaljert akse-symmetrisk numerisk analyse av rundkjøringsområdene under Kvitsøy i FEM-programvaren RS2. Hensikten med analysen er å ta i bruk oppdaterte materialeegenskaper basert på utførte laborietester, samt undersøke effekten av varierende in-situ bergspenninger på stabiliteten av rundkjøringspilaren og tunnelkonturen for øvrig. Innledningsvis gis en kort beskrivelse av modelloppsettet, samt inngangsparameterne for analysen. Deretter presenteres resultatene fra den innledende elastiske analysen, hvor pilarspenningen er undersøkt for ulike konfigurasjoner av horisontal- og vertikalspenning. Avslutningsvis presenteres resultatene fra den plastiske analysen, hvor bruddutviklingen er undersøkt for ulike spenningsforhold og materialmodeller.

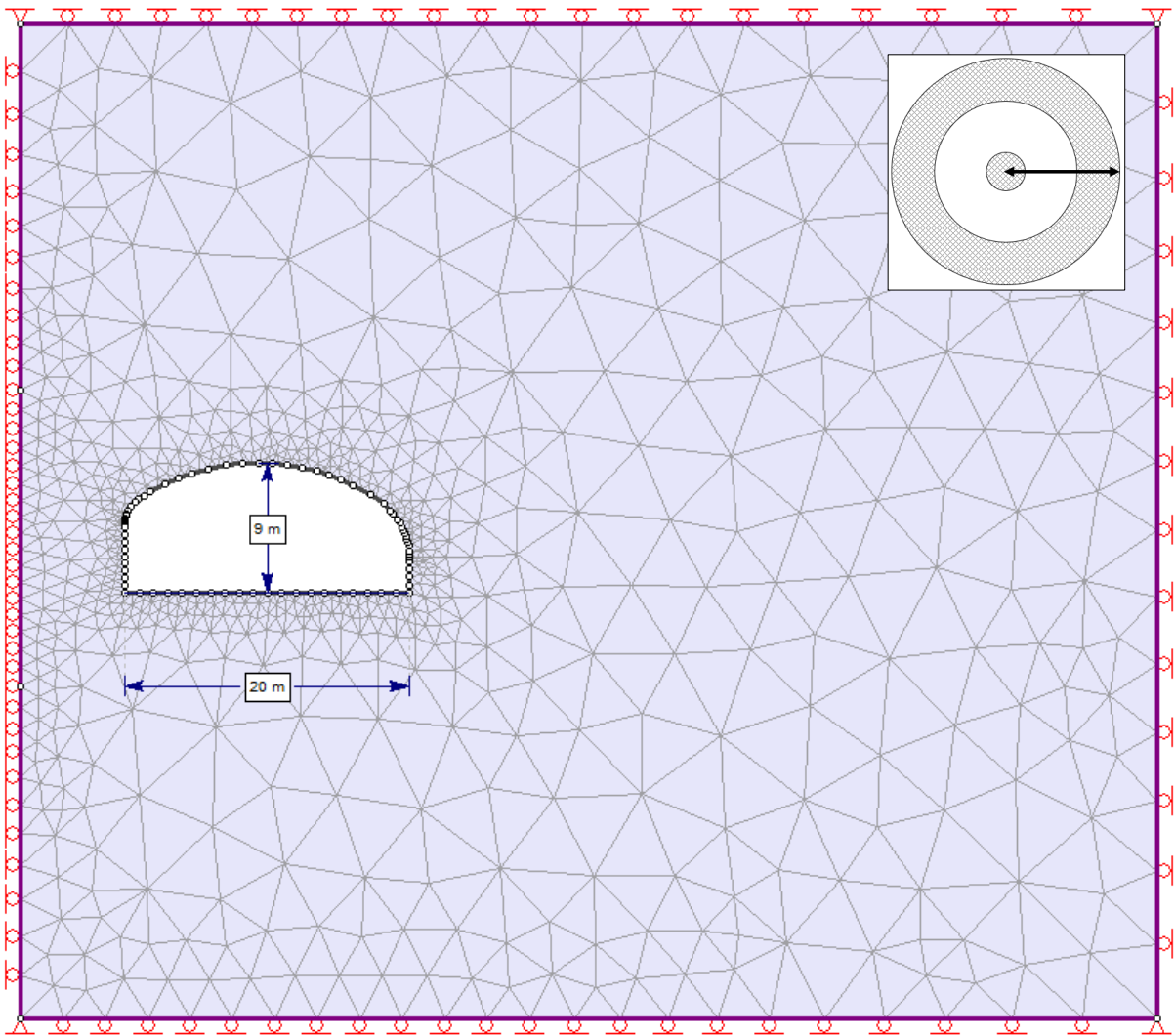
6.1 Modelloppsett og inngangsparametere

Følgende delkapittel presenterer modelloppsett og inngangsparametere for analysen. Først forklares prinsippet bak en akse-symmetrisk analyse i korte trekk, før modelloppsettet beskrives. Deretter drøftes bakgrunnen for valg av bergmekaniske inngangsparametere, herunder in-situ bergspenninger og bergmekaniske materialeegenskaper. Det er utført en parameterstudie av begge forhold.

6.1.1 Modelloppsett

En akse-symmetrisk analyse utnytter tunnelgeometriens rotasjonssymmetri til å forenkle tre-dimensjonale problemer til to dimensjoner. Den skiller seg fra en analyse som antar plan tøyningstilstand, dvs. at det ikke tillattes noen deformasjon normalt på planet som analyseres. Fordi et rundkjøringsområde er symmetrisk om senteraksen i pilaren, kan det analyseres som et akse-symmetrisk problem.

Tunnelgeometrien er konstruert basert på tegninger fra konkurransegrunnlaget for entreprisen E02 (Dammyr et al., 2018). Merk at konturen er mer detaljert enn geometrien benyttet i prosjektoppgaven. Analysen er fremdeles noe forenklet, fordi det prosjekterte tverrsnittet ikke har konstant bredde. Effekten på stabiliteten antas å være neglisjerbar. Grensebetingelsene for modellen tillater ingen forskyvning normalt på ytre grenser. Den venstre grensen er definert av rotasjonssymmetriaksen $x = 0$, én pilarradius ($r = 7,4$ m) fra tunnelkonturen. Modelloppsettet er illustrert i figur 6.1.



Figur 6.1: Illustrasjon av modelloppsett for aksesymmetrisk numerisk analyse av rundkjøring i RS2. Plassering av tverrsnittet er anvist øverst til høyre. Her sees modellen ovenfra. Venstre modellgrense representerer senteraksen i pilaren, dvs. rotasjonssymmetriaksen for analysen.

6.1.2 Inngangsparametere

Inngangsparametere for den numeriske analysen kan deles inn i to hovedkategorier: in-situ bergspenninger og bergmekaniske materialegenskaper. Vanntrykk er ikke inkludert i analysen.

In-situ bergspenninger

Valg av in-situ bergspenninger er basert på vurderingene presentert i delkapittel 2.3. For en aksesymmetrisk analyse kan det kun defineres én horisontalspenning (σ_h) for hver beregning. Den utvidede analysen betrakter i tillegg vertikalspenning som overskrider overlagingstrykket. For den elastiske analysen er det benyttet ti ulike spenningskonfigurasjoner, mens det er benyttet fire ulike konfigurasjoner for den plastiske analysen. Samtlige undersøkte spennings-scenarier er presentert i tabell 6.1 og tabell 6.2 for hhv. elastisk og plastisk analyse.

Tabell 6.1: Spenningskonfigurasjoner for elastisk aksesymmetrisk parameterstudie.

| σ_v (MPa) | 7 | | 10 | | 12 | | 14 | | 16 | |
|------------------|-----|----|-----|----|-----|----|-----|----|-----|----|
| σ_h (MPa) | 6,5 | 12 | 6,5 | 12 | 6,5 | 12 | 6,5 | 12 | 6,5 | 12 |

Tabell 6.2: Spenningskonfigurasjoner for plastisk aksesymmetrisk parameterstudie.

| Scenario | σ_v (MPa) | σ_h (MPa) |
|----------|------------------|------------------|
| 1 | 7 | 5 |
| 2 | 7 | 9 |
| 3 | 12 | 5 |
| 4 | 12 | 9 |

Bergmekaniske materialelegenskaper

Bergmassens styrke og deformasjonsegenskaper er oppsummert i tabell 6.3. Det er rimelig å anta at rundkjøringspilarene vil plasseres i sterk bergmasse av god kvalitet. Verdiene i parentes representerer en mer ugunstig situasjon hva gjelder mineralsammensetning og anisotropi.

Enaksiell trykkfasthet for intakt berg σ_{ci} er valgt ut ifra resultatene fra utførte laboratorieundersøkelser. 100 MPa representerer massiv, homogen grønnstein. 55 MPa representerer to ulike forhold. For det første representerer det gjennomsnittlig styrke ved ugunstig lastretning i forhold til foliasjonen. Enda lavere styrke er registrert i laboratoriet, men det vurderes som lite sannsynlig på tunnelskala. I tillegg kan det representere styrken til grønnstein gjennomsett av kaotiske kalkspatstrukturer. Alle scenariene kan påtreffes ved driving av rundkjøringsområdet. Som i kapittel 5 er Hoek-Brown-konstanten m_i satt til 20 basert på tabellverdier rapportert av Palmström (1995). GSI er igjen satt lik 65 er basert på kjernelogging av borkjerner fra Kvitsøy rapportert av Dammyr et al. (2018), samt egen feltkartlegging på Kvitsøy. Bergmasse av dårlig til svært dårlig kvalitet er også observert, men er unntatt analysen fordi rundkjøringspilarene bør plasseres utenom slike områder. Residualverdien for GSI , GSI_r , er satt basert på sammenhengen presentert av Cai et al. (2007) beskrevet i delkapittel 3.2.3.

Forstyrrelsesfaktoren D er satt lik 0 i analysen, da det antas at forsiktig sprengning rundt pilarer vil resultere i minimal forstyrrelse av bergmassen. Igjen kan dette oppfattes noe optimistisk. Det forventes at ingeniørgeologisk fagkyndig personell inspiserer utbredelsen av sprengningsskade under driving, og vurderer bergsikringsbehovet deretter.

Bestemmelse av bergmassens deformasjonsegenskaper er basert på utførte laboratorietester. For homogen, massiv grønnstein er Youngs modul for intakt berg satt til 50 GPa. Denne er

nedjustert til 40 GPa ved ugunstig foliasjonsretning og gjennomsettende kalkspatstrukturer. Beregning av bergmassens deformasjonsmodul er utført ved Hoek-Diederichs-metoden (likn. (5)). Poissons forholdstall er satt lik 0,25 for begge materialmodellene.

Selv om det er definert to ulike materialmodeller er det viktig å presisere at dette først og fremst dreier seg om varierende egenskaper for intakt berg. Det som skiller materialmodellene er intakt bergartsstyrke og elastisitetsmodul fastsatt basert på bergmekanisk laboratorietesting. Bergmassekvaliteten (GSI) er imidlertid identisk, og materialmodell 2 har ikke til hensikt å representere bergmasse av dårlig kvalitet. Analysen forutsetter at rundkjøringspilaren plasseres i bergmasse av god kvalitet, men det er ønskelig å belyse at også blokkig bergmasse kan utvise varierende styrke og stivhet som følge av anisotropi og mineralsammensetning.

Som nevnt tidligere: for en elastisk FEM-analyse hvor hensikten er å studere fordelingen av sekundære bergspenninger, vil ikke materialmodellen påvirke sluttresultatet. Selv om bergmassens deformasjonsegenskaper inngår i beregningene, er den endelige spenningsfordelingen utelukkende bestemt av geometrien og grensebetingelsene. Dersom en i tillegg ønsker å kvantifisere deformasjonen rundt konturen, vil deformasjonsegenskapene spille inn. For ordens skyld er elastisk analyse utført med materialmodell 1.

For plastisk analyse er fem ulike scenarier undersøkt. Scenariene 1-4 betrakter de fire in-situ spenningskonfigurasjonene vist i tabell 6.2. Bergmassens styrke og deformasjonsegenskaper er definert av materialmodell 1, jf. tabell 6.3. Scenario 5 betrakter tilsvarende in-situ spenninger som scenario 4, men styrke og deformasjonsegenskaper er her definert av materialmodell 2.

Tabell 6.3: Bergmekaniske materialegenskaper benyttet i aksesymmetrisk numerisk analyse. Verdiene utenfor parentes representerer materialmodell 1. Verdiene i parentes representerer materialmodell 2. Der ingen parentesverdier er oppgitt, er materialmodellene identiske.

| Parameter | Verdi |
|---------------|---------------------|
| σ_{ci} | 100 MPa (55 MPa) |
| m_i | 20 |
| GSI | 65 |
| GSI_r | 27 |
| D | 0 |
| E_i | 50 GPa (40 GPa) |
| ν | 0,25 |
| E_{rm} | 32,6 GPa (25,3 GPa) |

6.2 Elastisk analyse

Følgende delkapittel oppsummerer resultatene fra den elastiske analysen. En oppsummering av de kvantitative resultatene fra den elastiske parameterstudien er presentert i tabell 6.4. Det betraktes som lite hensiktsmessig å presentere samtlige konturplott, da alle viser lignende tendenser. Figur 6.3 og figur 6.4 illustrerer den elastiske spenningsfordelingen rundt tunnelkonturen for σ_v lik 12 MPa og σ_h lik hhv. 6,5 og 12 MPa.

To av bergspenningsscenariene er tilnærmet identiske som i prosjektoppgaven (σ_v lik 7 MPa og σ_h lik hhv. 6,5 MPa og 12 MPa). På denne måten er det undersøkt hvilken betydning den nye, mer detaljerte, geometrien har for spenningsfordelingen. Først og fremst bekrefte hypotesen om at største sekundære hovedspenning (σ_1) er orientert vertikalt og er uavhengig av in-situ horisontalspenning. σ_1 er heretter også omtalt som «pilarspenningen» eller «pilarbelastningen» (σ_p). Det kan videre observeres at den mer avrundede formen av den ytre tunnelveggen gir redusert spenningskonsentrasjon i dette området, som forventet.

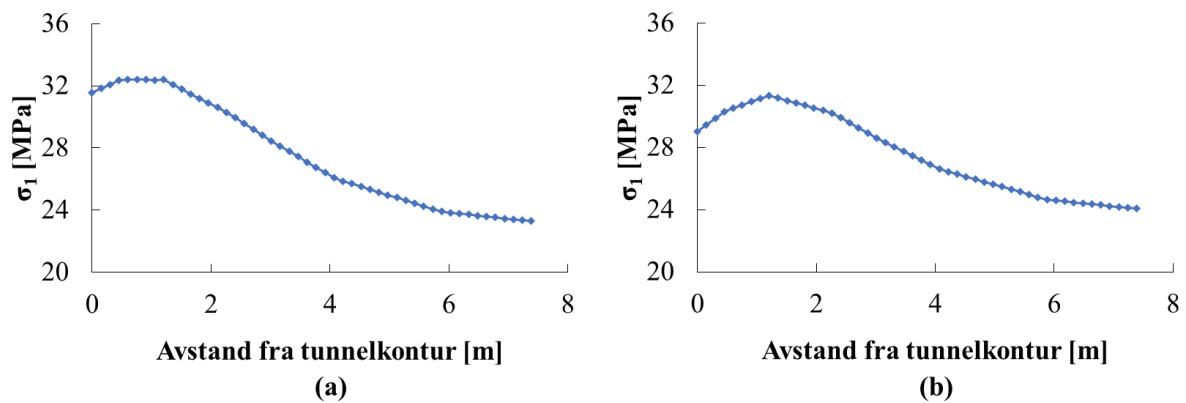
En rekke hypoteser tilknyttet horisontalspenningens påvirkning på den sekundære spenningsfordelingen ble bekreftet. Hypotesen om at den gjennomsnittlige pilarspenningen er uavhengig av in-situ horisontalspenning gjelder for samtlige undersøkte in-situ vertikalspenninger i intervallet 7-16 MPa. Merk at prosentvis økning i gjennomsnittlig pilarspenning tilsvarer prosentvis økning i in-situ vertikalspenning ned til 0-1 %. Dette er en særdeles god indikasjon på at gjennomsnittlig pilarspenning er uavhengig av in-situ horisontalspenning. Tendensen til at økt horisontalspenning medfører lavere spenning på pilarkonturen og høyere spenning i senter av pilaren er bekreftet for samtlige vertikalspennings-scenarier. I tillegg er maksimal pilarspenning høyere for lave horisontalspenninger. Tendensen kan observeres av plottene i figur 6.2, hvor største sekundærspenning er plottet langs en linje fra konturen til senter av pilaren i høyde 3 m for σ_v lik 12 MPa, og σ_h lik hhv. 6,5 og 12 MPa.

Maksimum pilarspenning opptrer 0,5-2,5 m fra pilarkonturen. Det er viktig å presisere at dette er et elastisk fenomen som skyldes den manglende krumningen av pilaren, og ikke begynnende bruddutvikling. Forskyvningen av toppunktet kan tydelig observeres av plottene i figur 6.2.

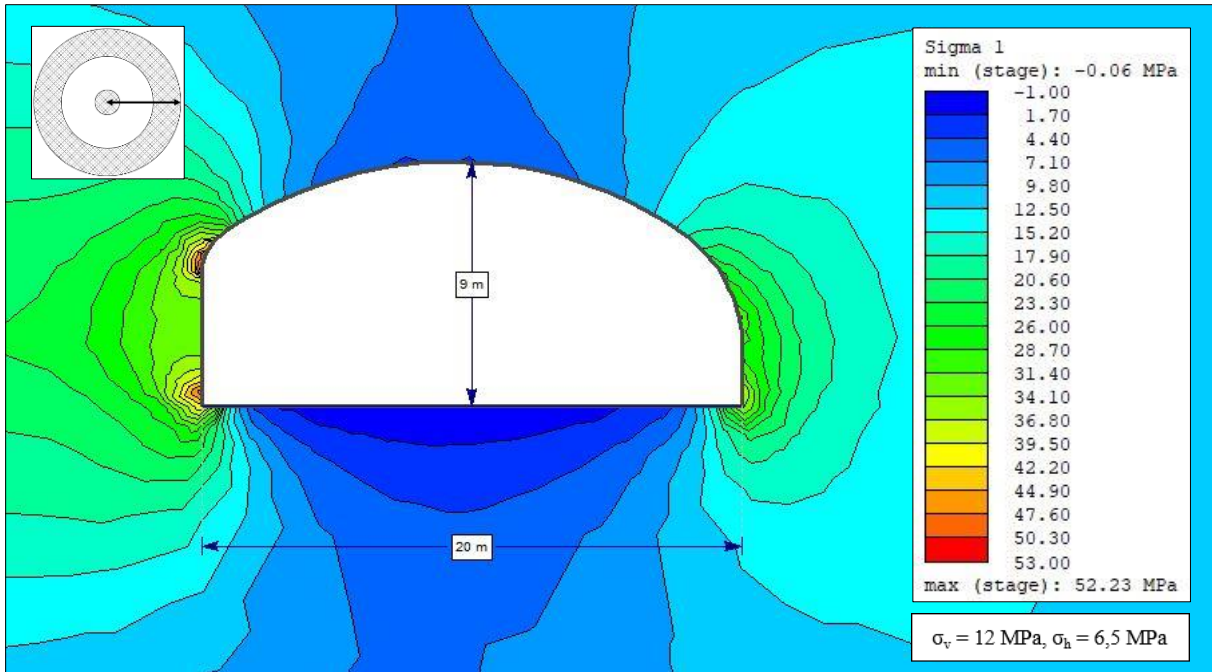
Til tross for at horisontalspenningen ikke påvirker pilarbelastningen nevneverdig, viser analyse-resultatene at tilstrekkelig horisontalspenning kan være kritisk for stabiliteten av tunnelhengen. Vertikalspenning større enn overlagingstrykket gir en tydelig økt risiko for ugunstige strekkspenninger i både i tunnelens heng og såle. Sistnevnte er også uønsket, fordi dette kan redusere innspenningen av de underliggende tunnellopene.

Tabell 6.4: Kvantitativ oppsummering av resultatene fra den elastiske parameterstudien utført ved aksesymmetrisk numerisk analyse i RS2. Pilarspenningen σ_p tilsvarer største sekundære hovedspenning σ_1 og er orientert vertikalt.

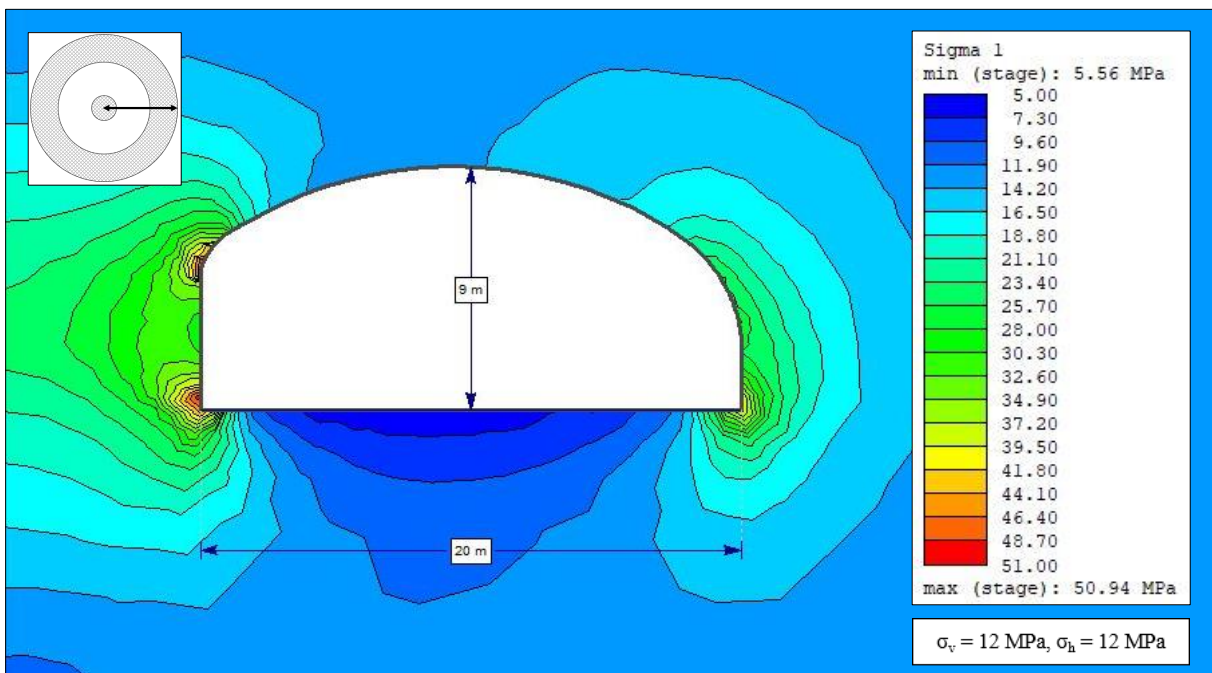
| σ_v (MPa) | 7 | | 10 | | 12 | | 14 | | 16 | |
|---------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| σ_h (MPa) | 6,5 | 12 | 6,5 | 12 | 6,5 | 12 | 6,5 | 12 | 6,5 | 12 |
| $\bar{\sigma}_p$ (MPa) | 17,0 | 17,0 | 23,0 | 23,0 | 27,6 | 27,6 | 32,2 | 32,2 | 36,8 | 36,8 |
| $\sigma_{p,kontur}$ (MPa) | 18,3 | 15,7 | 25,8 | 23,2 | 31,6 | 29,0 | 37,3 | 34,8 | 43,1 | 40,5 |
| $\sigma_{p,senter}$ (MPa) | 14,7 | 15,5 | 19,6 | 20,3 | 23,3 | 24,0 | 27,0 | 27,8 | 30,8 | 31,5 |
| $\sigma_{p,maks}$ (MPa) | 19,5 | 18,6 | 26,8 | 25,8 | 32,4 | 31,4 | 38,0 | 37,0 | 43,9 | 42,6 |



Figur 6.2: Sekundærspenningen $\sigma_1 = \sigma_p$ plottet langs en rett linje fra pilarkonturen inn til senter av pilaren i høyde 3 m. Antall samplingpunkter er 50. In-situ spenninger er (a) $\sigma_v = 12$ MPa og $\sigma_h = 6,5$ MPa og (b) $\sigma_v = 12$ MPa og $\sigma_h = 12$ MPa.



Figur 6.3: Resultat fra elastisk aksesymmetrisk analyse i RS2. Konturplottet viser sekundærspenningen σ_1 for in-situ bergspenninger $\sigma_v = 12$ MPa og $\sigma_h = 6,5$ MPa. Plassering av tverrsnittet er anvist øverst til venstre. Her sees modellen ovenfra. Venstre bildegrense representerer senteraksen i pilaren, dvs. rotasjonssymmetriaksen for analysen.

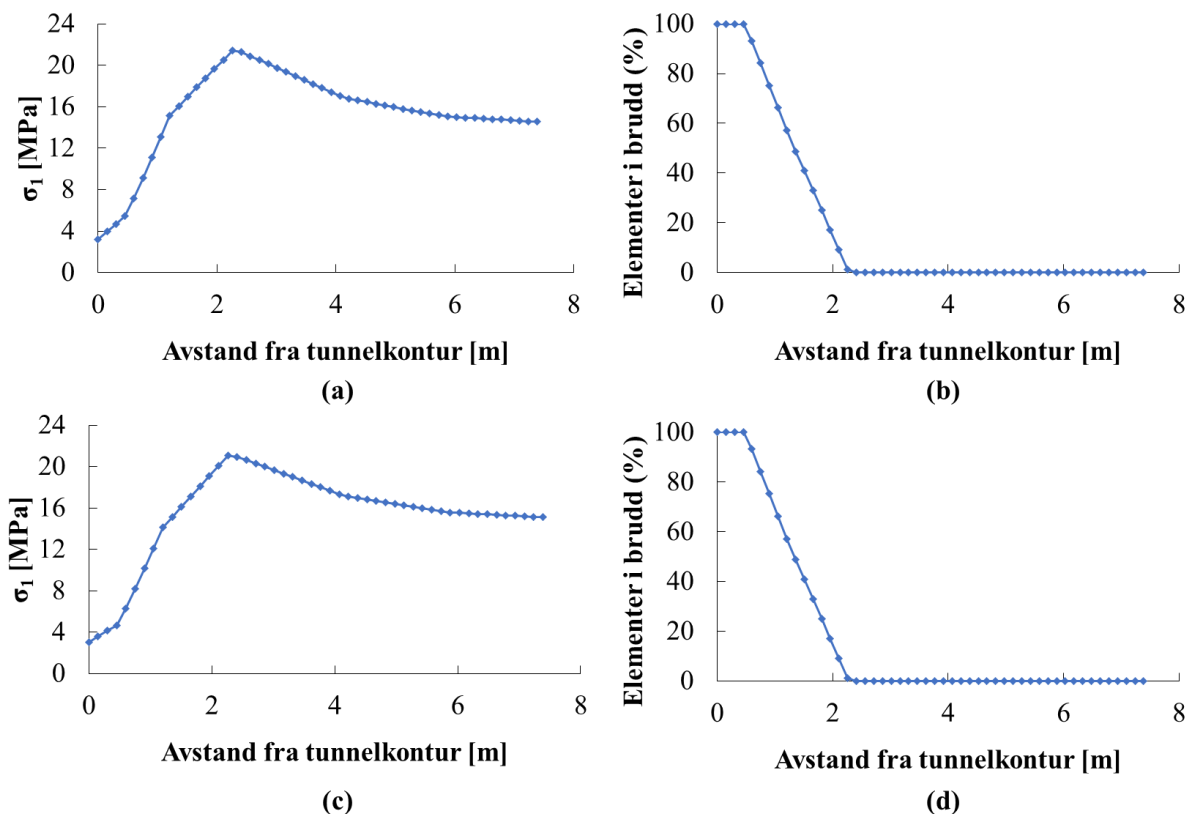


Figur 6.4: Resultat fra elastisk aksesymmetrisk analyse i RS2. Konturplottet viser sekundærspenningen σ_1 for in-situ bergspenninger $\sigma_v = 12$ MPa og $\sigma_h = 12$ MPa. Plassering av tverrsnittet er anvist øverst til venstre. Her sees modellen ovenfra. Venstre bildegrense representerer senteraksen i pilaren, dvs. rotasjonssymmetriaksen for analysen.

6.3 Plastisk analyse av materialmodell 1

Konturplott for sekundærspenningen σ_1 , samt bruddannelse for scenariene 1-4 er illustrert i figur 6.7 - figur 6.10. For samtlige scenarier overskrides bergmassens enaksiale trykkfasthet på pilarkonturen og skjærbrudd initieres. I tillegg initieres strekkbrudd i sålen og hengen i varierende grad for ulike in-situ spenningskonfigurasjoner.

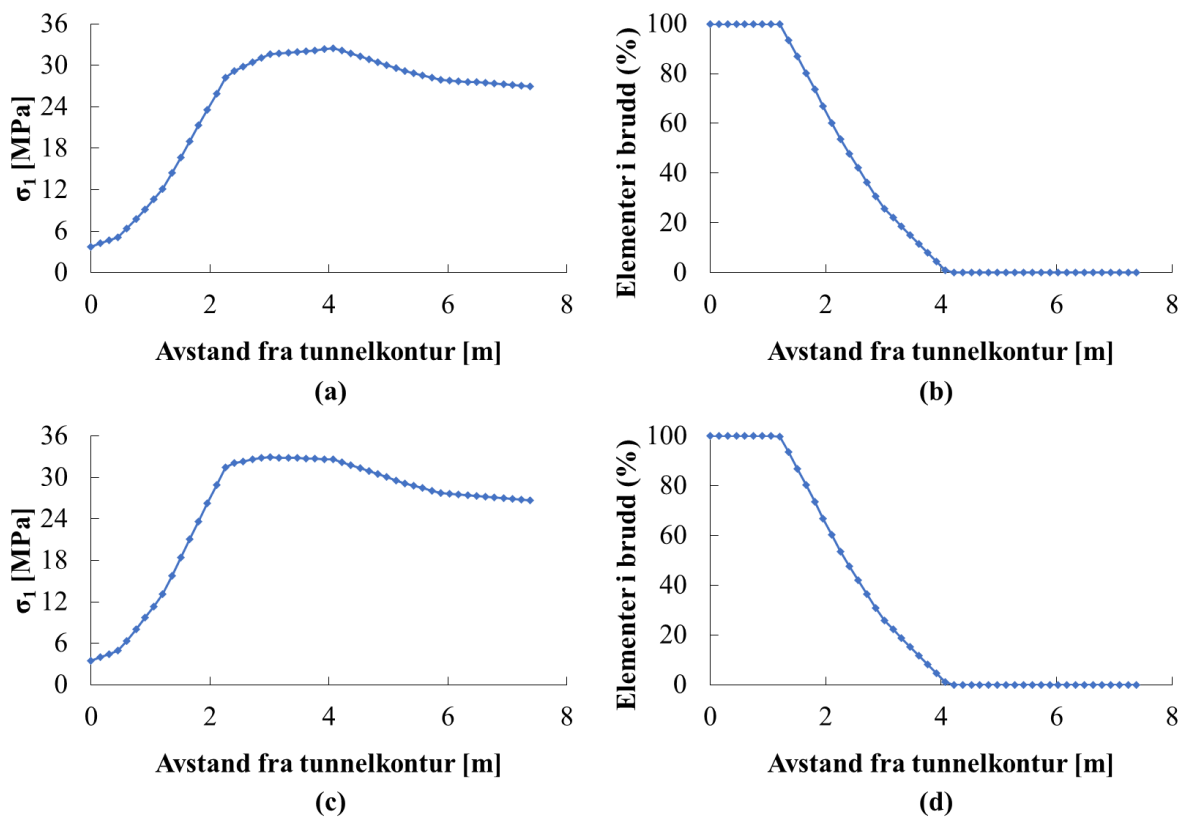
For vertikalspenning lik overlagingstrykket på 7 MPa initieres brudd på pilarkonturen. Figur 6.5 (b) og (d) illustrerer prosentandel bruddelementer langs en plotlinje fra pilarkonturen til senter av pilaren i 3 m høyde. 100 % av elementene er gått i brudd til ca. 0,5 m dyp. Fra ca. 2,5 m dyp er samtlige elementer intakt. Den viskoplastiske bruddsonen kan også illustreres ved hjelp av et tilsvarende plot for sekundærspenningen σ_1 (figur 6.5 (a) og (c)). Toppunktet for σ_1 er ca. 2,5 m fra pilarkonturen. Dette samsvarer bra med bruddelementplottet. Merk at økt horisontalspenning ikke har signifikant påvirkning på bruddutviklingen i pilaren. Derimot medfører økt horisontalspenning til økt innspenning av tunnelhengen og redusert risiko for utglidning. Dette ses tydelig av forskjellen på figur 6.7 og figur 6.8.



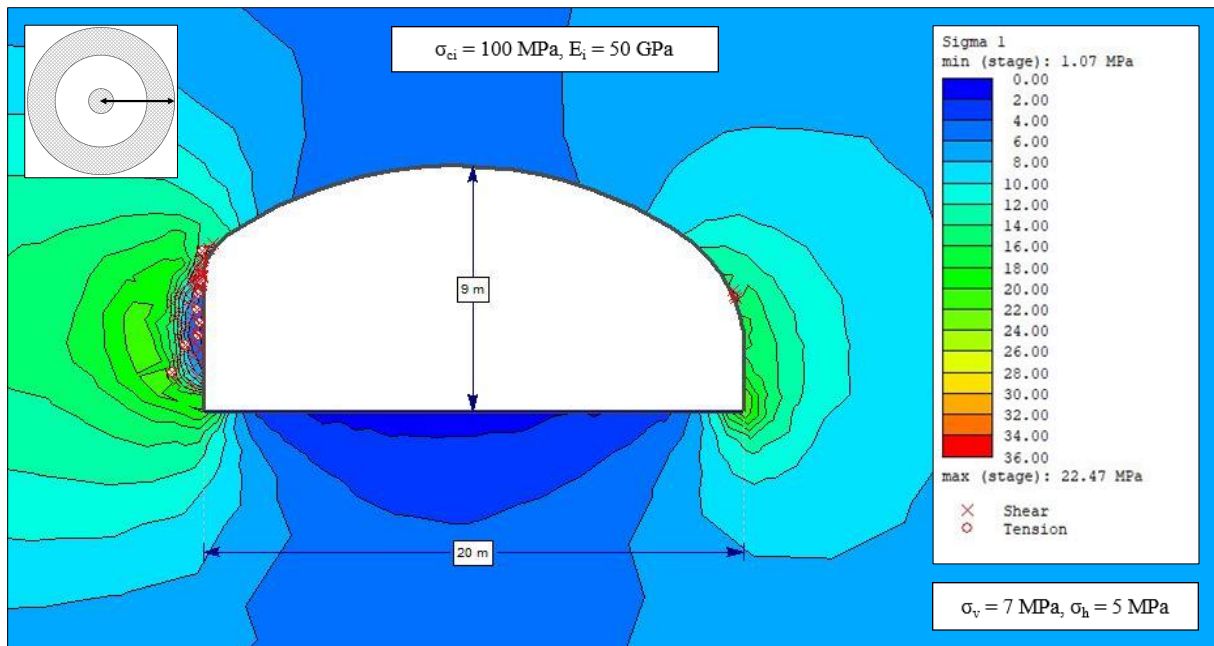
Figur 6.5: Sampling av sekundærspenning σ_1 og bruddelementer langs en linje fra pilarkonturen til senter av pilaren i 3 m høyde. Antall samplingpunkter er 50. (a) Sekundærspenningen σ_1 for scenario 1, (b) prosentandel bruddelementer for scenario 1, (c) sekundærspenningen σ_1 for scenario 2 og (d) prosentandel bruddelementer for scenario 2.

Dersom vertikalspenningen økes til 12 MPa, øker graden av bruddannelse noe. For begge horisontalspenningsscenariene er 100 % av bruddelementene gått i brudd til ca. 1 m. Fra ca. 4 m dyp er samtlige elementer intakt. Pilaren opptrer fremdeles vel innenfor det stabile området hvor pilarens kjerne er belastet elastisk. Toppunktet for sekundærspenningen σ_1 befinner seg ved ca. 4 m, som bekrefter utbredelsen av den viskoplastiske bruddsonen. Heller ikke for den relativt høye vertikalspenningen har horisontalspenningen noen signifikant påvirkning på bruddutviklingen i pilaren (figur 6.6).

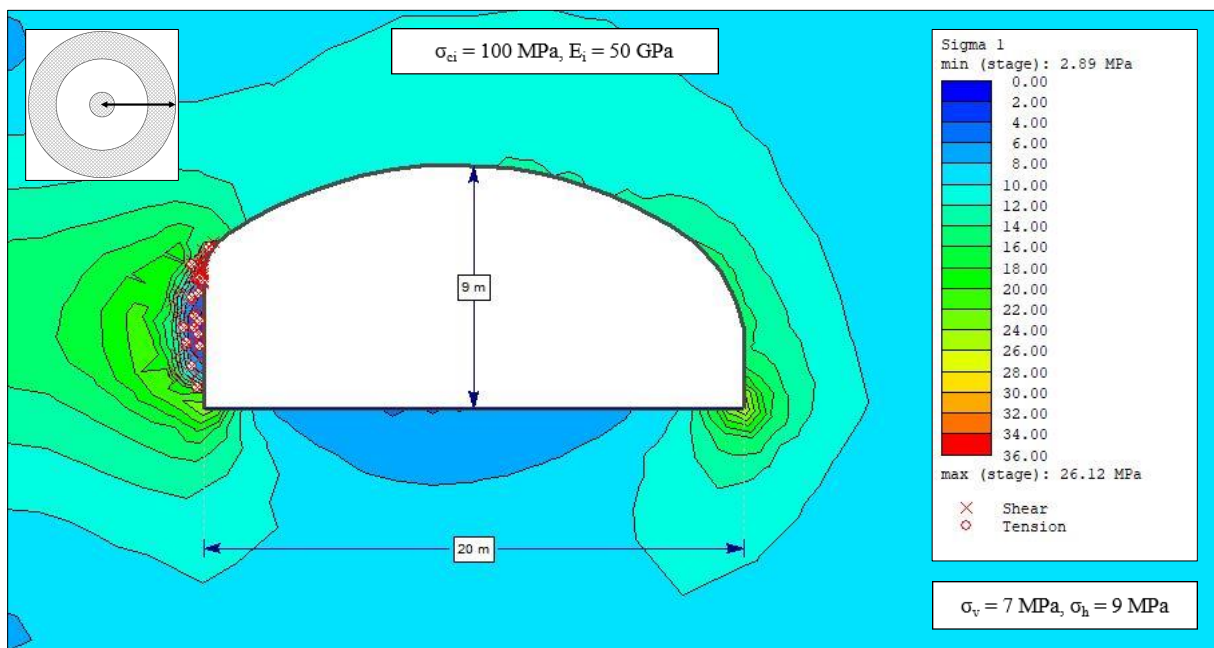
Den relativt høye vertikalspenningen lik 12 MPa medfører at strekkbrudd induseres i tunnelens heng og såle. Dannelsen av strekkbrudd og spenningsavlastning av hengen er imidlertid betydelig mindre fremtredende for $\sigma_h = 9$ MPa sammenlignet med $\sigma_h = 5$ MPa. Dette bekrefter horisontalspenningens stabiliserende effekt.



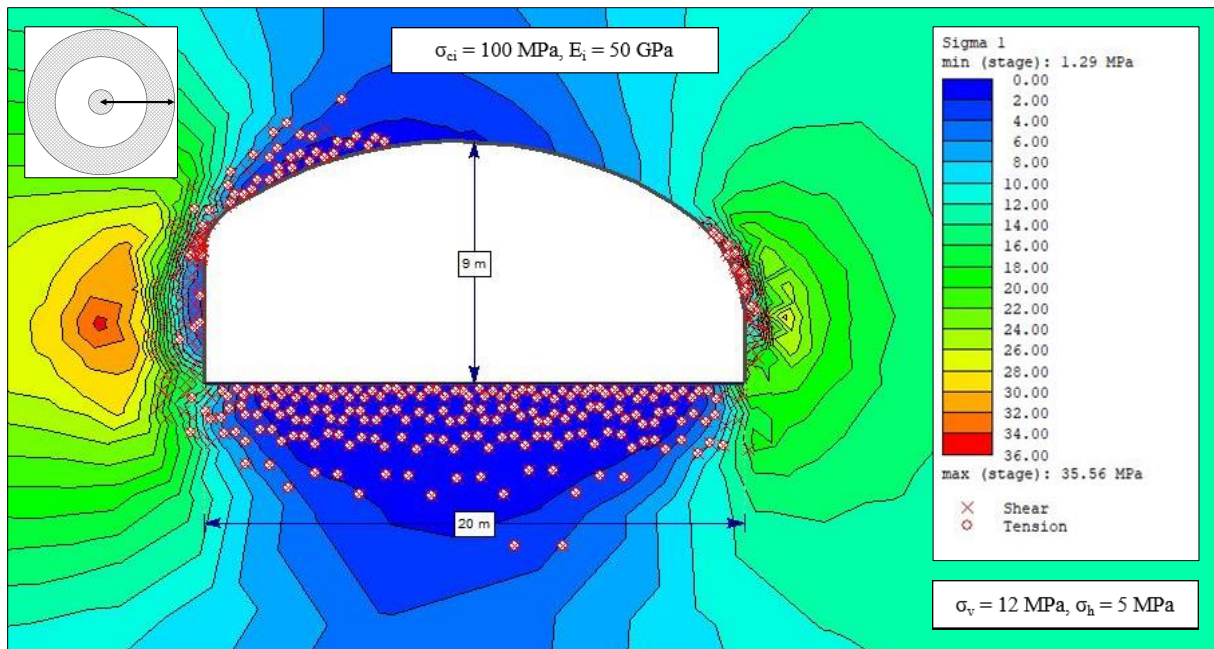
Figur 6.6: Sampling av sekundærspenning σ_1 og bruddelementer langs en linje fra pilarkonturen til senter av pilaren i 3 m høyde. Antall samplingpunkter er 50. (a) Sekundærspenningen σ_1 for scenario 3, (b) prosentandel bruddelementer for scenario 3, (c) sekundærspenningen σ_1 for scenario 4 og (d) prosentandel bruddelementer for scenario 4.



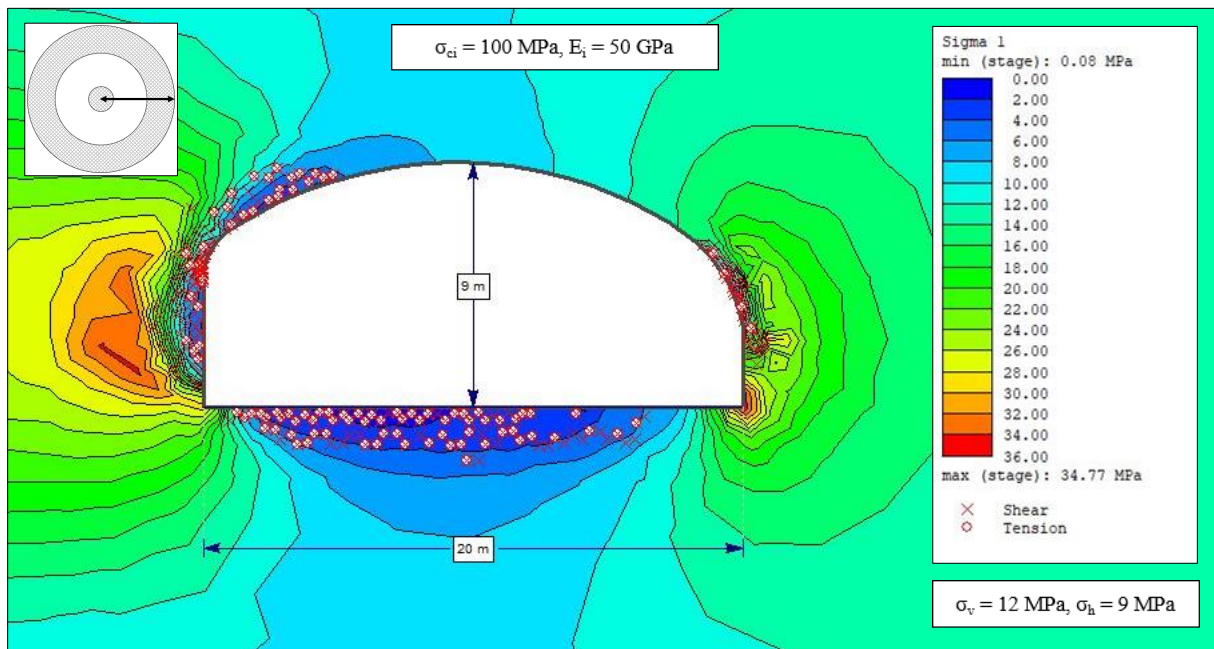
Figur 6.7: Resultat fra plastisk aksesymmetrisk analyse i RS2. Konturplottet viser sekundærspenningen σ_1 og bruddannelse for scenario 1. Plassering av tverrsnittet er anvist øverst til venstre. Her sees modellen ovenfra. Venstre bildegrense representerer senteraksen i pilaren, dvs. rotasjonssymmetriaksen for analysen.



Figur 6.8: Resultat fra plastisk aksesymmetrisk analyse i RS2. Konturplottet viser sekundærspenningen σ_1 og bruddannelse for scenario 2. Plassering av tverrsnittet er anvist øverst til venstre. Her sees modellen ovenfra. Venstre bildegrense representerer senteraksen i pilaren, dvs. rotasjonssymmetriaksen for analysen.



Figur 6.9: Resultat fra plastisk aksesymmetrisk analyse i RS2. Konturplottet viser sekundærspenningen σ_1 og bruddannelse for scenario 3. Plassering av tverrsnittet er anvist øverst til venstre. Her sees modellen ovenfra. Venstre bildegrense representerer senteraksen i pilaren, dvs. rotasjonssymmetriaksen for analysen.



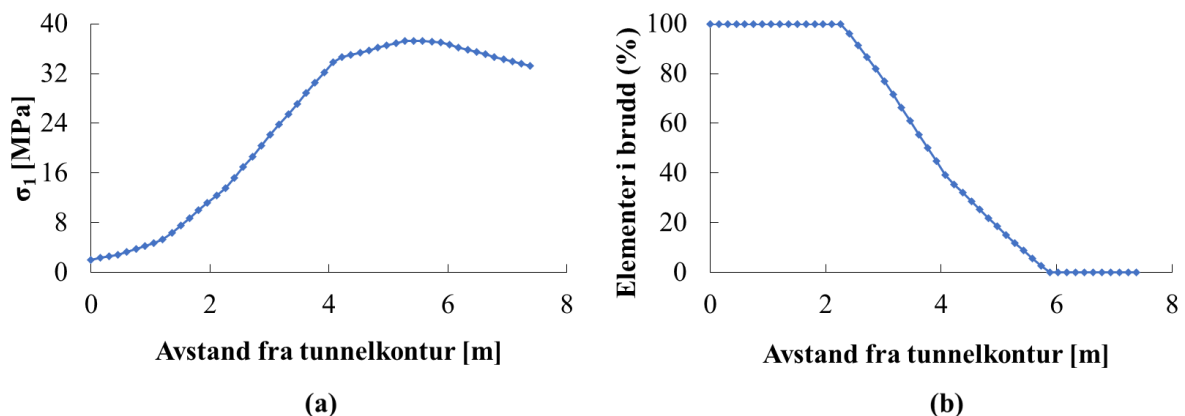
Figur 6.10: Resultat fra plastisk aksesymmetrisk analyse i RS2. Konturplottet viser sekundærspenningen σ_1 og bruddannelse for scenario 4. Plassering av tverrsnittet er anvist øverst til venstre. Her sees modellen ovenfra. Venstre bildegrense representerer senteraksen i pilaren, dvs. rotasjonssymmetriaksen for analysen.

6.4 Plastisk analyse av materialmodell 2

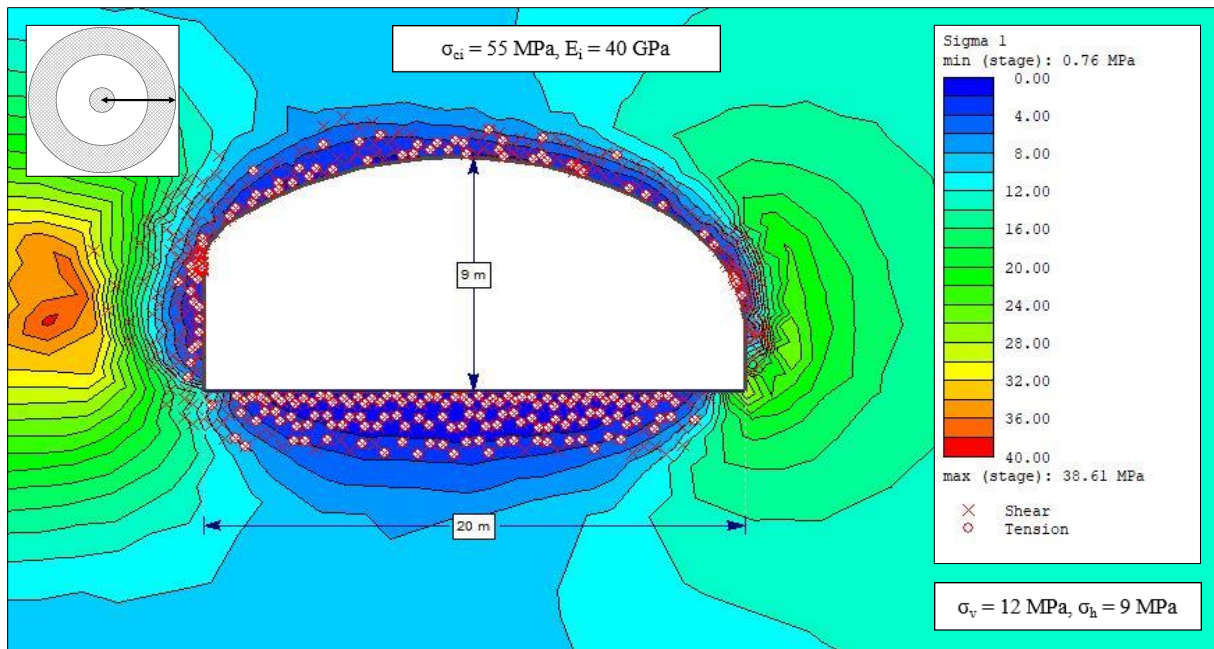
Analysene over legger til grunn at bergmassen i rundkjøringsområdet er blokkig, homogen grønnstein av god kvalitet med høy til svært høy intakt styrke. Dersom det viser seg at bergmassen i området er av den mer skifrige sorten, gjerne gjennomsatt av kaotiske kalkspatstrukturer, vil dette ha betydelig påvirkning på stabiliteten. Mest kritisk er det dersom foliasjonen i grønnskiferen står med relativt spiss vinkel på senteraksen i pilaren. For å analysere et slikt scenario, er materialmodell 2 satt opp i henhold til tabell 6.3. Følgende avsnitt presenterer resultatene fra scenario 5.

For scenario 5 er bruddannelsen betydelig mer fremtredende enn for foregående scenarier. 100 % av elementene er gått i brudd til ca. 2,5 m dyp. Først fra ca. 6 m er samtlige elementer intakt. Toppunktet for sekundærspenningen σ_1 opptrer ved ca. 5,5 m. Utbredelsen av den viskoplastiske bruddsonen er illustrert ved kurvene i figur 6.11. Konturplot av σ_1 , samt bruddannelsen, er vist i figur 6.12. Selv om bruddutviklingen når relativt langt inn i pilaren, er den innerste kjernen fremdeles belastet elastisk. Den lastbærende evnen er dermed fremdeles opprettholdt.

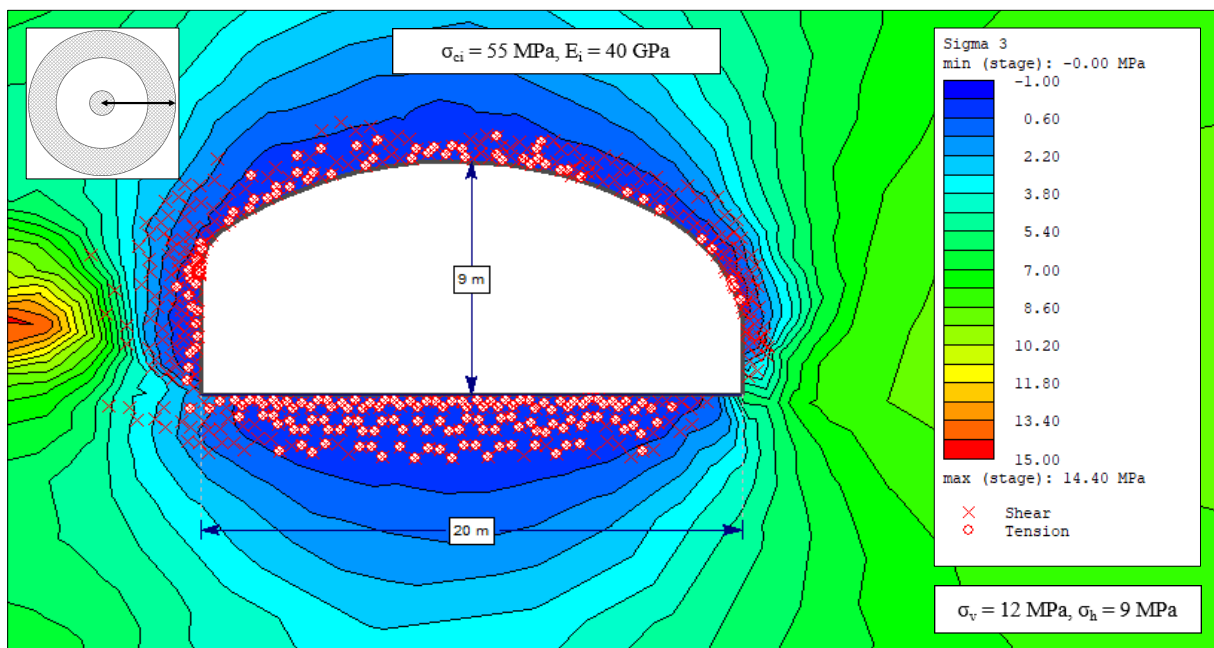
Til tross for at scenariet er modellert med gunstig horisontalspenning, induseres strekkbrudd i hele tunnelens heng. Dette tilsier at stabilitetsproblemer i tunnelhengen vil være vel så sannsynlig som pilarkollaps, selv for materialmodell 2. Figur 6.13 illustrerer fordelingen av minste sekundærspenning σ_3 . Merk at både σ_1 og σ_3 i tunnelens heng og såle er nær 0, noe som betyr at områdene er avspent. Liten innspenning i tunnelhengen er kritisk for strukturelt betinget stabilitet, og øker risikoen for blokkutglidning betraktelig.



Figur 6.11: Sampling av sekundærspenningen σ_1 og bruddelementer langs en plotlinje fra pilarkonturen til senter av pilaren i 3 m høyde. Antall samplingpunkter er 50. (a) Sekundærspenningen σ_1 for scenario 5, (b) prosentandel bruddelementer for scenario 5.



Figur 6.12: Resultat fra plastisk aksesymmetrisk analyse i RS2. Konturplottet viser sekundærspenningen σ_1 og bruddannelse for scenario 5. Plassering av tverrsnittet er anvist øverst til venstre. Her sees modellen ovenfra. Venstre bildegrense representerer senteraksen i pilaren, dvs. rotasjonssymmetriaksen for analysen.



Figur 6.13: Resultat fra plastisk aksesymmetrisk analyse i RS2. Konturplottet viser sekundærspenningen σ_3 og bruddannelse for scenario 5. Plassering av tverrsnittet er anvist øverst til venstre. Her sees modellen ovenfra. Venstre bildegrense representerer senteraksen i pilaren, dvs. rotasjonssymmetriaksen for analysen.

6.5 Konkluderende bemerkninger

Basert på den utførte aksesymmetriske numeriske analysen av rundkjøringsområdet fremheves følgende konkluderende bemerkninger:

- Som antatt på forhånd har størrelsen av in-situ horisontalspenning neglisjerbar påvirkning på pilarbelastningen og bruddutviklingen i pilaren. Dette fremkommer tydelig av både den elastiske og plastiske analysen.
- Dersom vertikalspenningen overskrider det teoretiske overlagingstrykket, øker pilarspenningen betydelig. Dette fører til økt bruddannelse. For $\sigma_v = 12$ MPa er store deler av pilaren fremdeles belastet elastisk, uten betydelig risiko for kollaps.
- Økt vertikalspenning gir økt risiko for spenningsavlastning og i verste fall strekkspenning i tunnelens heng og såle. I slike tilfeller har økt horisontalspenning som forventet en tydelig stabiliserende effekt. Grunnet Kvitsøykryssets komplekse utforming vil strekkspenninger i tunnelsålen også representere en potensiell trussel for underliggende tunnellopp.
- Ugunstig foliasjonsretning og kaotiske kalkspatstrukturer vil medføre redusert styrke og stivhet for bergmassen, og dermed økt bruddannelse. Selv for et slikt tilfelle er imidlertid den sentrale kjernen av pilaren belastet elastisk. Merk at strekkbrudd induseres i hele tunnelhengen, til tross for gunstig horisontalspenning.

Selv om analysen har gitt indikasjoner på stabilitets- og bergspenningsforhold i områdene for rundkjøringene, innebærer den også en rekke usikkerheter og forenklinger. Disse er diskutert i kapittel 10. Her drøftes også muligheten for bruk av aksesymmetrisk numerisk analyse til dokumentasjon av stabilitet.

7 Grenselikevektsanalyse av strukturelt betinget stabilitet

Som en videreføring av arbeidet fra prosjektoppgaven er det utført en omfattende blokkanalyse av hovedløpene i Boknafjordtunnelen, samt tverrforbindelsen mellom de to rundkjøringsområdene under Kvitsøy. Analysen er utført som en probabilistisk analyse i programvaren *Unwedge*. Først presenteres modelloppsettet og inngangsparameterne for analysen, herunder parametere for bestemmelse av skjærstyrken til diskontinuiteter. Deretter følger blokkanalysen av hhv. hovedløp og tverrforbindelse, både med og uten bergsikring. Avslutningsvis drøftes effekten av to sentrale forhold, nemlig vanntrykk og horisontalspenning.

7.1 Modelloppsett og inngangsparametere

Følgende delkapittel presenterer modelloppsettet og inngangsparameterne for analysen. Under modelloppsett regnes profilgeometri, sprekkeorientering, in-situ bergspenninger og vanntrykk, samt metode for utførelse av probabilistisk analyse og beregning av sikkerhetsfaktor. Deretter presenteres inngangsparameterne for estimering av skjærstyrken til diskontinuiteter ved Barton-Bandis-kriteriet.

7.1.1 Modelloppsett

Profilgeometri

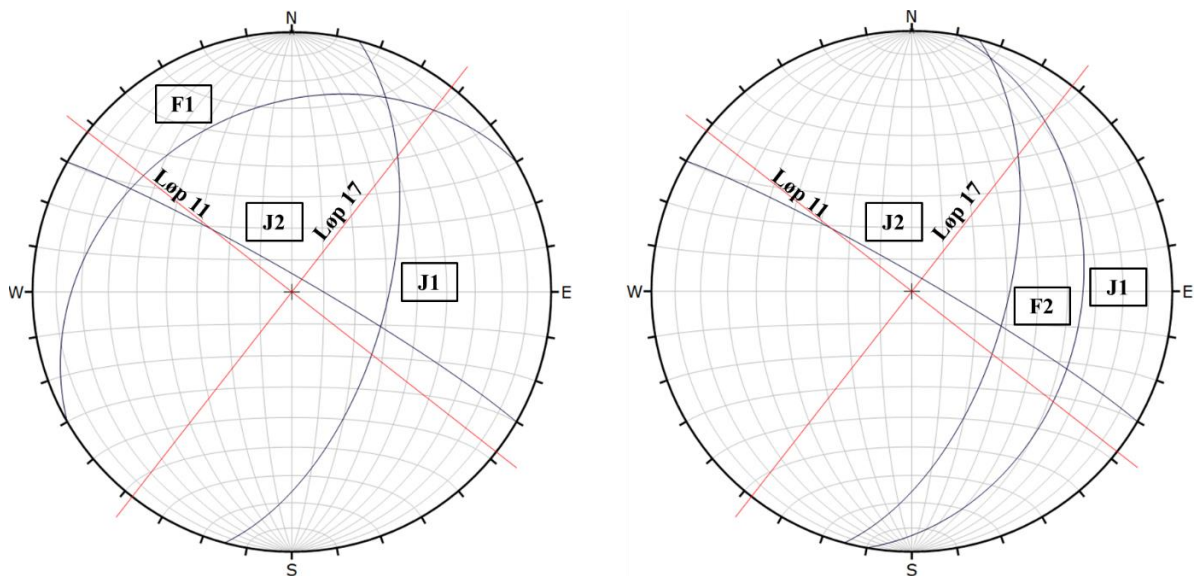
Profilgeometriene er fastsatt basert på foreliggende tegningsgrunnlag (Dammyr et al., 2018). Hovedløpet (løp 11 og 12) er et standard T10,5 tunnelprofil med geometri som presisert i Håndbok N500 *Vegtunneler* (Statens vegvesen, 2016). Tverrforbindelsen (løp 17) er et T15 tunnelprofil. Profilene er tilsvarende som i kapittel 5, men med betydelig flere punkter langs konturen (se figur 5.1). Retning for hovedløpene og tverrforbindelsen er hhv. 308° og 218°.

Sprekkeorientering og utholdenhet

Sprekkeorienteringen benyttet i analysen (tabell 7.1 og figur 7.1) er basert på målinger rapportert av Rønning et al. (2006), verifisert av egen feltkartlegging. Det er valgt å avrunde fall og fallretning til nærmeste 5° for bedre oversiktighet. Utført feltkartlegging har vist at orienteringen av den metamorfe foliasjonen i grønnsteinen på Kvitsøy varierer mye grunnet foldning. To ulike orienteringer er følgelig undersøkt: F1 og F2. *Unwedge* tilrettelegger for probabilistisk analyse av sprekkeorientering. Imidlertid gir dette er rekke utfordringer ved tolkning av analysen.

Tabell 7.1: Orientering av sprekkeseett benyttet i analysen av strukturelt betinget stabilitet. Sprekkeseett F1 og F2 er antatt å ikke opptre samtidig, men ment å være variasjoner i foliasjonsretningen.

| Sprekkeseett | Fall (°) | Fallretning (°) |
|--------------|----------|-----------------|
| J1 | 60 | 105 |
| J2 | 85 | 030 |
| F1 | 30 | 330 |
| F2 | 35 | 100 |



Figur 7.1: Stereoplot av undersøkte sprekkeseett. Til venstre: foliasjon F1. Til høyre: foliasjon F2. Løp 11 er et av hovedløpene. Løp 17 er tverrforbindelsen.

Sprekkeseettene er i utgangspunktet modellert med uendelig utholdenhet for å undersøke verst tenkelig scenario. Merk at dette sannsynligvis gir en overestimering av blokkstørrelsen. Imidlertid gir det et forbedret visuelt inntrykk av blokkdannelsen. Ved opptreden av sprekkeseett F2 i tverrforbindelsen dannes kiler som overskrider tverrforbindelsens lengde. Dette betraktes som svært usannsynlig, og sprekketholdenheten er følgelig redusert til 15 m for dette scenariet.

In-situ bergspenninger og vanntrykk

For å gjenskape noenlunde representative normalspenninger på sprekkeplanene i tunnelen er det påsatt et vertikalspenningsfelt. Overdekningen er 250 m og bergmassens egenvekt er 2940 kg/m³, basert på utførte laboriemålinger. Det er ikke påsatt in-situ bergspenninger utover dette. Bakgrunnen er at horisontalspenninger vil ha en utelukkende positiv effekt på sikkerheten mot utglidning. For å modellere verste tenkelige scenario er horisontalspenninger innledningsvis utelatt fra analysen. Dette gjenspeiler resultatene fra tidligere utførte numeriske analyser. Effekten av horisontalspenning er betraktet i delkapittel 7.5.

Til å begynne med er det er antatt tørre forhold i umiddelbar nærhet av tunnelkonturen. Bakgrunnen er at det vil utføres systematisk forinjeksjon. I realiteten vil injeksjonsmassen kunne påvirke friksjonen langs sprekkeplanene. Det antas at dette kun vil ha stabiliserende effekt. Effekten av vanntrykk er illustrert og drøftet i nærmere detalj i delkapittel 7.4.

Probabilistisk analyse og dimensjoneringsmetode

Analysen er utført som en probabilistisk analyse etter partialfaktorprinsippet. Latin-hypercube-sampling med 10000 samplinger og pseudo-tilfeldig sampling er benyttet. Partialfaktorer er bestemt av «Design Standard: Eurocode 7 (Section 11, Overall Stability) Design Approach 3». Tabell 7.2 er oversatt til norsk og reproduisert for relevante partialfaktorer.

Tabell 7.2: Oversikt over relevante partialfaktorer iht. dimensjoneringsmetode 3 fra Eurokode 7.

| Permanente laster | | |
|----------------------------|------------|------|
| Ugunstig | γ_G | 1 |
| Gunstig | γ_G | 1 |
| Variable laster | | |
| Ugunstig | γ_Q | 1,3 |
| Gunstig | γ_Q | 0 |
| Enhetsvekt | γ_r | 1 |
| Skjærstyrke | | 1,25 |
| Strekstyrke for bergbolter | γ_a | 1 |
| Vanntrykk | | 1 |

7.1.2 Inngangsparametere for estimering av skjærstyrken til diskontinuiteter

Skjærstyrken til diskontinuitetene er bestemt ved Barton-Bandis-kriteriet som beskrevet i kapittel 3. Alle sprekkesettene er tilegnet identiske egenskaper, da det er lite belegg for noe annet. Tre ulike parametere er bestemt basert på utførte felt- og laboratorieundersøkelser:

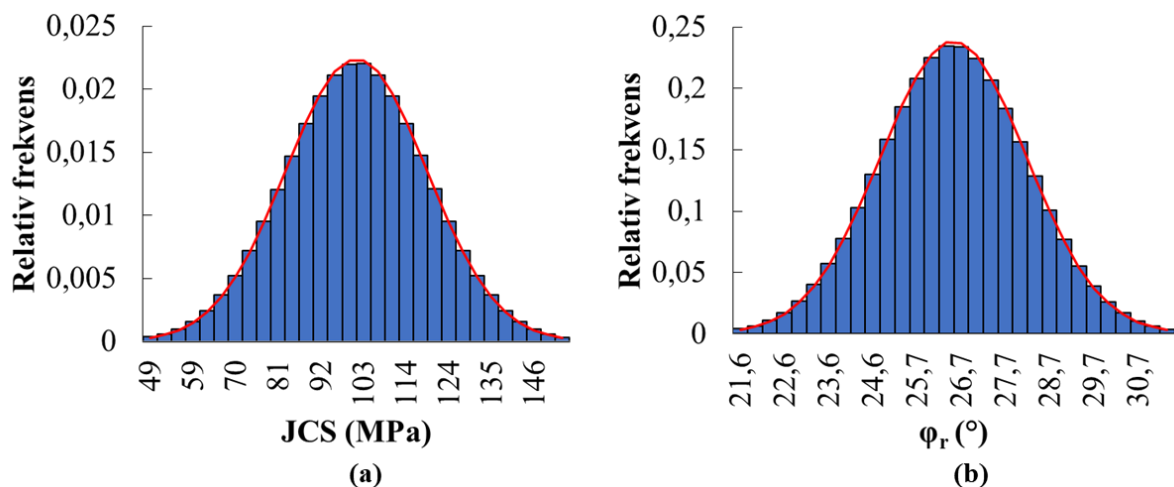
- Sprekkeruhetskoeffisient (JRC)
- Sprekkeplanenes trykkfasthet (JCS)
- Residual friksjonsvinkel (ϕ_r)

Sprekkeruhetskoeffisienten ble fastsatt til 10 basert på utførte feltundersøkelser. Dette svarer til ru og bølgete sprekker. Ruhetskoeffisienten er ikke tilegnet en sannsynlighetsfordeling. For JRC -verdier i størrelsesorden 12-20 vil sikkerhetsfaktoren tendere asymptotisk mot en

maksverdi når $\phi_a = \phi_r + i$ nærmer seg 70-90°, spesielt for lave normalspenninger. Da er ikke Barton-Bandis-kriteriet lenger gyldig (Barton og Choubey, 1977). Følgelig blir resultatet fra en probabilistisk analyse utfordrende å tolke, da histogrammet for sikkerhetsfaktoren vil få en skarp topp i området for høye verdier. Dersom forventningsverdien for JRC hadde vært lavere, ville tolkning av probabilistiske analyseresultater vært enklere. I stedet er også JRC lik 3 undersøkt, for å belyse et mer ugunstig scenario. Dette svarer til ru og plane sprekker, som også er svært sannsynlig basert på utførte ruhetsmålinger (delkapittel 4.2.3).

Sprekkeplanenes trykkfasthet JCS er tilegnet en sannsynlighetsfordeling vist i figur 7.2 (a). Feltundersøkelser med Schmidt-hammer ga $JCS = 110$ MPa. Dette er omtrent i størrelsesorden med laboratorieundersøkelsene av enaksiell trykkfasthet for de homogene grønnsteinskjerneprøvene fra BH-02-2016. Det viser at forskjellen på JCS og σ_{ci} er neglisjerbar for denne typen bergmasse. Ved 250 m dyp er det også rimelig å anta at bergmassen vil fremstå som fersk uten særlig grad av forvitring. Fordi resultatene fra laboratoriet er mer konservative og av bedre statistisk kvalitet, er det valgt å benytte disse. JCS er følgelig normalfordelt med forventningsverdi 101 MPa og standardavvik 18,1 MPa. Relativt maksimum og relativt minimum er satt til tre ganger standardavviket.

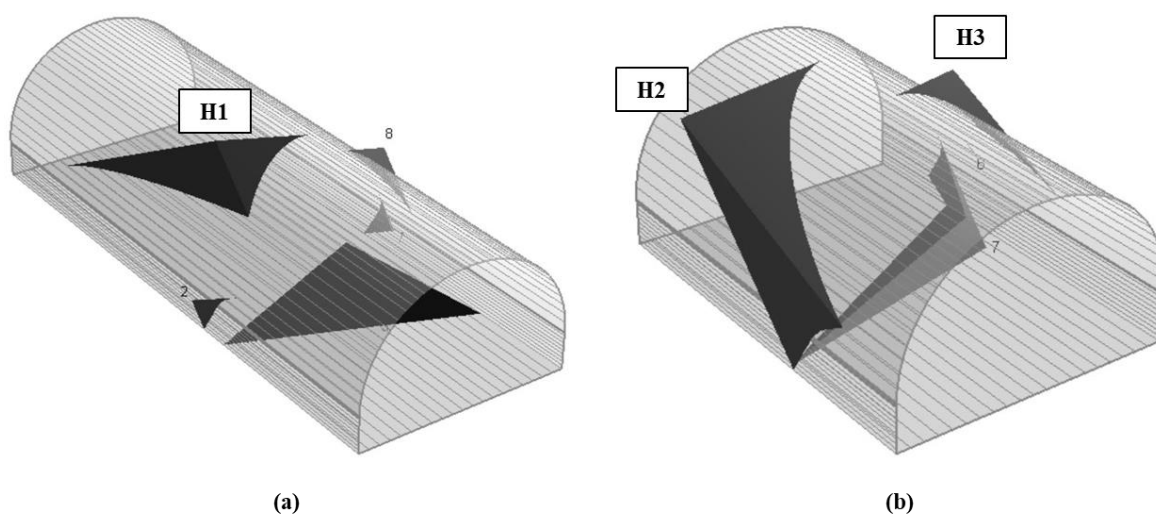
Residual friksjonsvinkel ϕ_r er også tilegnet en sannsynlighetsfordeling vist i figur 7.2 (b). Laboratorieundersøkelser av basis friksjonsvinkel ved tilttest, samt undersøkelser med Schmidt-hammer utført i felt gir grunnlag for å bestemme forventningsverdi og standardavvik. ϕ_r er antatt å være normalfordelt med forventningsverdi 26,5° og standardavvik 1,7°. Som for JCS er relativt maksimum og relativt minimum lik tre ganger standardavviket.



Figur 7.2: Sannsynlighetsfordeling for inngangsparameterne JCS og ϕ_r .

7.2 Stabilitetsanalyse av hovedløp

Stabilitetsanalysen av hovedløpene er utført både med og uten bergsikring. Først betraktes sikkerheten mot utglidning uten bergsikring. Deretter presenteres resultatene fra stabilitetsanalysen med bergsikring. Analysen betrakter ikke samtlige blokker, men snarere et utvalg av kiler som er kritisk for stabiliteten. Tunnelkonturen er delt inn i segmenter. Ved analyse av en blokk er det valgt ut ett segment innenfor blokkens krysning med konturen. Blokkdannelsen i hovedløpene ved opptreden av hhv. foliasjon F1 og F2 er illustrert i figur 7.3 (a) og (b).



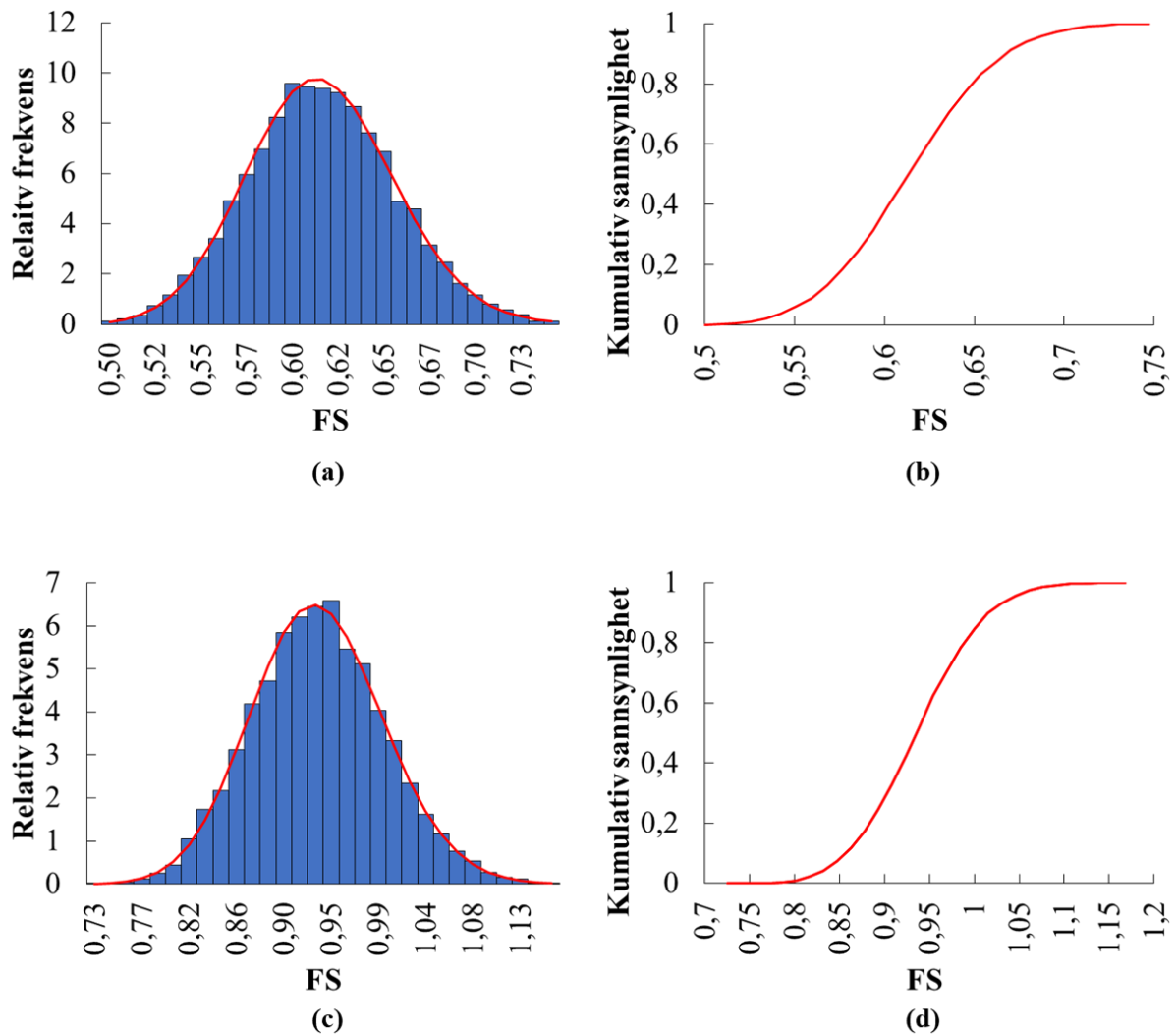
Figur 7.3: Illustrasjon fra *Unwedge* av blokkdannelse i hovedløpene sett mot nordlig løpsretning. Opptredende sprekkesett er (a) J1, J2 og F1 og (b) J1, J2 og F2.

7.2.1 Analyse uten bergsikring

Ved opptreden av sprekkesett J1, J2 og F1 er det valgt å betrakte én kritisk blokk i tunnelhengen. Blokken er navngitt H1 (H: hovedløp) i figur 7.3 (a). Sannsynlighetsfordelingen for sikkerhetsfaktoren for blokk H1 for *JRC* lik 3 og 10 er illustrert i figur 7.4. For *JRC* lik 3 havner hele fordelingen i området $FS < 1$, dvs. at sannsynlighet for utglidning er lik 1. For *JRC* lik 10 havner store deler av fordelinger i området $FS < 1$. Sannsynlighet for utglidning er 0,85.

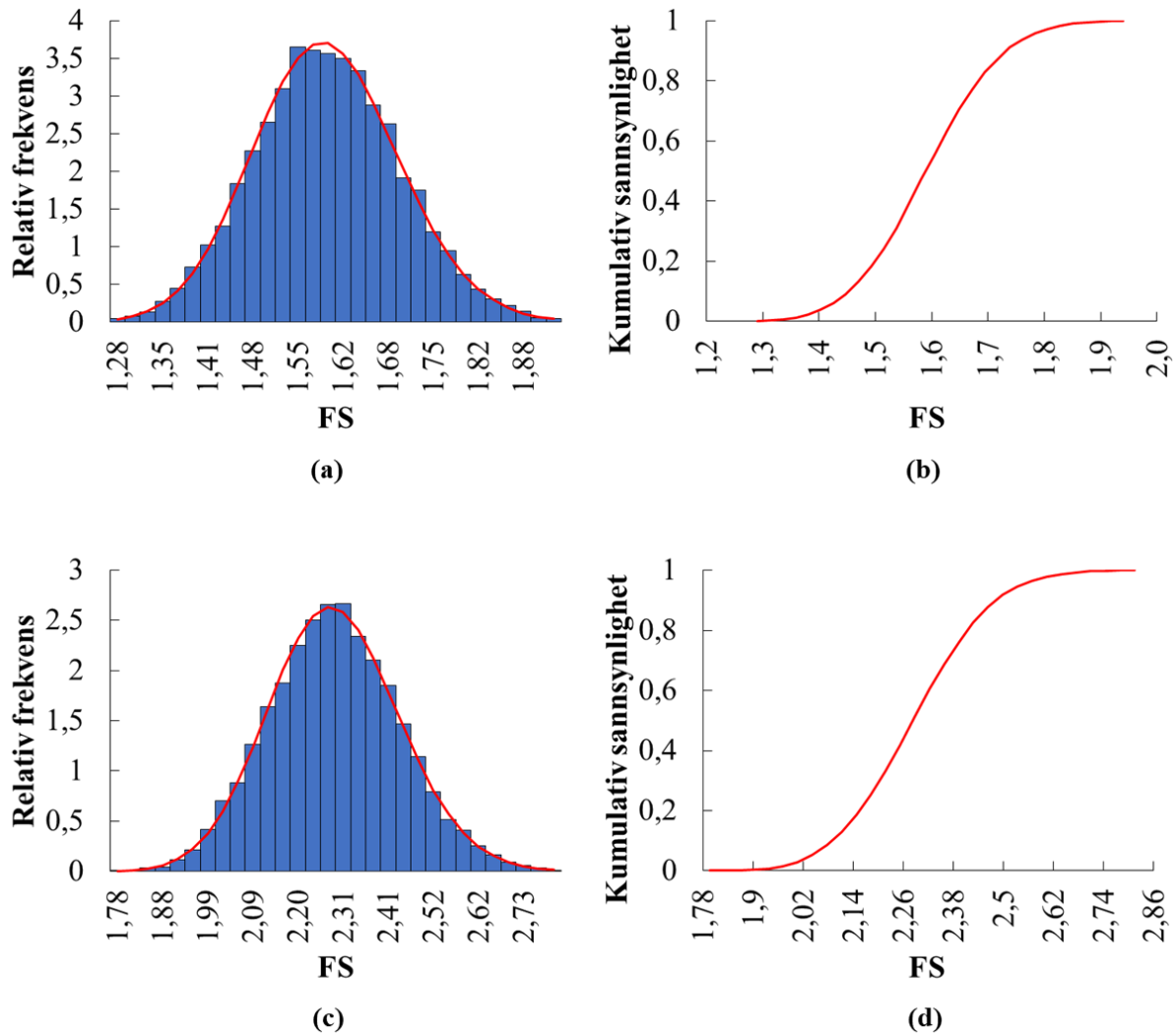
Ved opptreden av sprekkesett J1, J2 og F2 dannes to kritiske blokker i hhv. vestre vegg og tunnelhengen. Blokkene er nummerert hhv. H2 og H3 i figur 7.3 (b). Blokk H3 er kun analysert for å betrakte den betydelige effekten av vanntrykk (delkapittel 7.4). Sannsynlighetsfordelingen for sikkerhetsfaktoren for blokk H2 havner i området $FS > 1$, både for *JRC* lik 3 og *JRC* lik 10 (figur 7.5). Sannsynlighet for utglidning er 0.

Basert på utførte analyser av hovedløpet kommer behovet for bergsikring klart frem. Likevel har sprekkeplanenes skjærstyrke en signifikant positiv effekt på stabiliteten. For blokk H1 er sannsynligheten for utglidning nær 1 selv for *JRC* lik 10. For blokk H2 er sannsynligheten for



Figur 7.4: Sannsynlighetsfordeling for sikkerhetsfaktoren mot utglidning for blokk H1 ved oppkomsten av sprekkesett J1, J2 og F1. Analysen er utført uten bergsikring. (a) Histogram med tilpasningskurve for $JRC = 3$, (b) kumulativ sannsynlighetskurve for $JRC = 3$ (c) histogram med tilpasningskurve for $JRC = 10$ (d) kumulativ sannsynlighetskurve for $JRC = 10$.

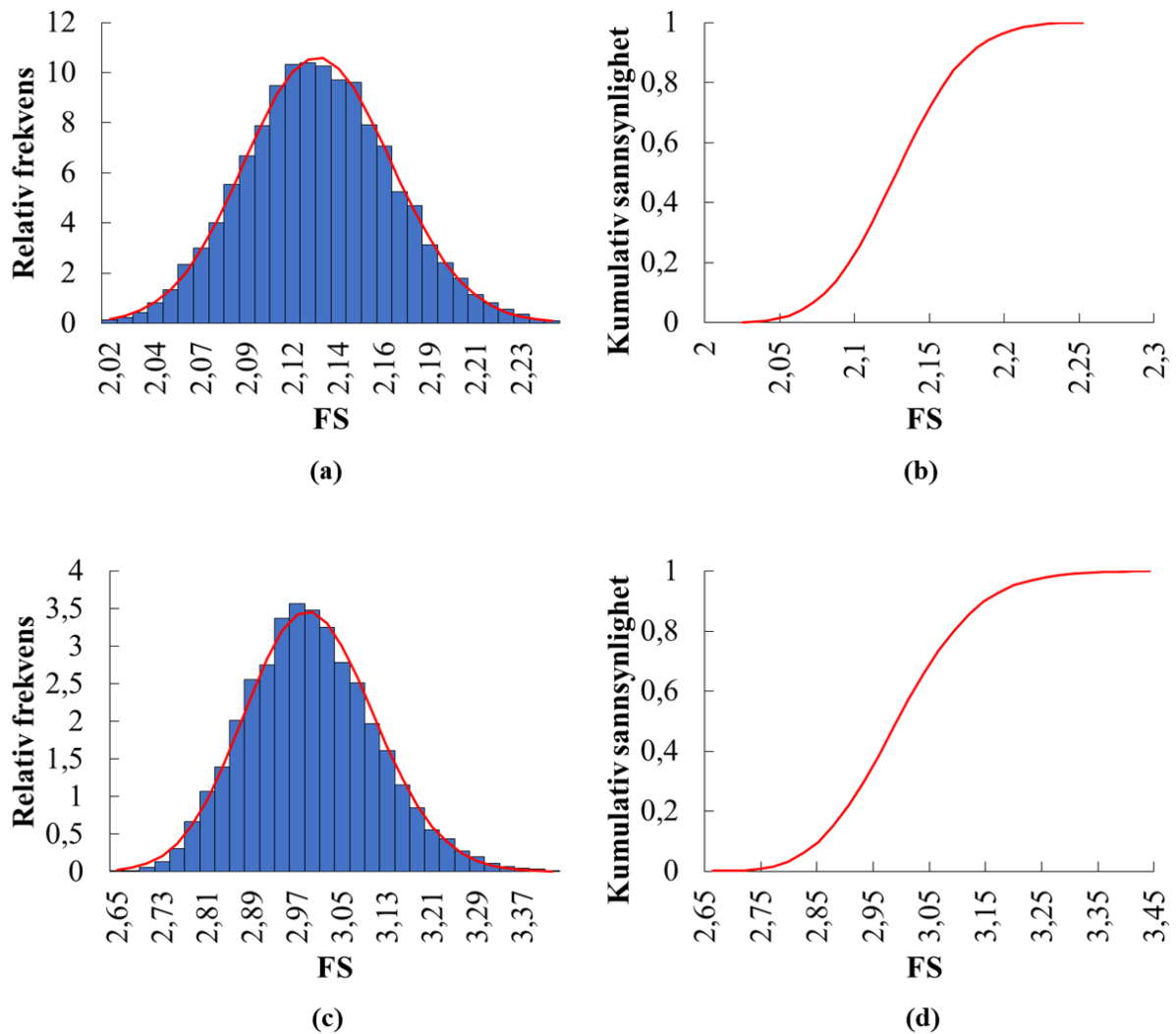
utglidning lik 0, selv for JRC lik 3. Merk imidlertid at redusert ruhet har en betydelig destabiliserende effekt. Derfor er det essensielt å undersøke verste tenkelig scenario, også med hensyn på JRC . Selv om feltundersøkelser indikerer at JRC lik 10 er representativt for grønnsteinen på Kvitsøy, er JRC lik 3 ikke utenkelig. Sistnevnte representerer ru og plane sprekkeflater, som også kan betraktes som relativt sannsynlig.



Figur 7.5: Sannsynlighetsfordeling for sikkerhetsfaktoren mot utglidning for blokk H2 ved opptrøden av sprekkesett J1, J2 og F2. Analysen er utført uten bergsikring. (a) Histogram med tilpassningskurve for $JRC = 3$, (b) kumulativ sannsynlighetskurve for $JRC = 3$ (c) histogram med tilpassningskurve for $JRC = 10$ (d) kumulativ sannsynlighetskurve for $JRC = 10$.

7.2.2 Analyse med bergsikring

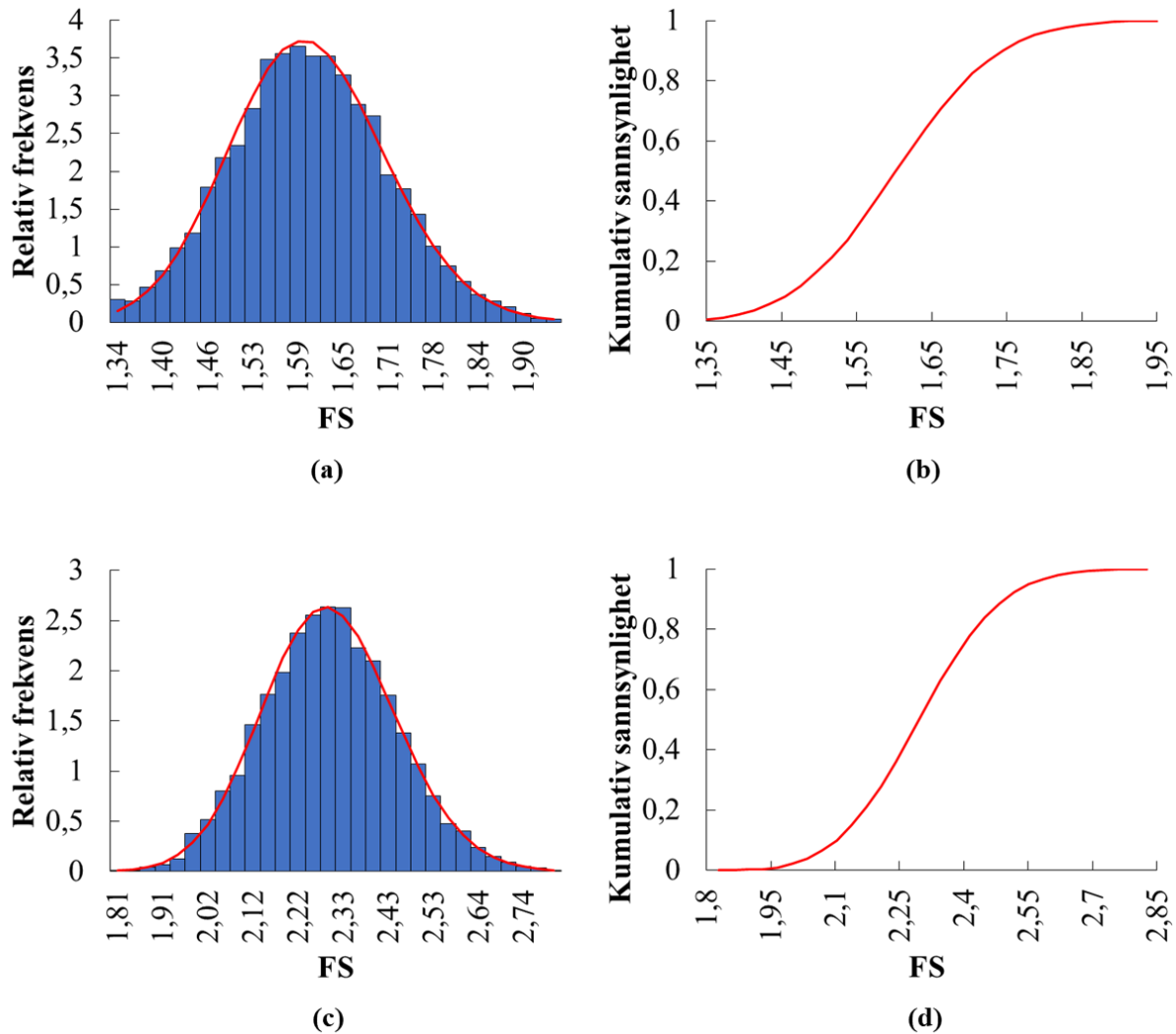
Følgende delkapittel presenterer resultatene fra stabilitetsanalyse av hovedløpene med bergsikring. Bergsikringen som er benyttet er iht. konkurransegrunnlaget for entrepris E02 for bergmasse av middels kvalitet ($Q = 4-10$) (Dammyr et al., 2018). Konkurransegrunnlaget er basert på bergsikringskrav oppgitt i håndbok N500 *Vegtunneler* (Statens vegvesen, 2016). Det er benyttet systematisk bolting med senteravstand c/c 2/2 m. Boltelengden er 3 m, tilpasset tunnelspennet i henhold til Q-systemet for bergsikring (NGI, 2015). Boltene er modellert som en enkel boltekraft med strekkapasitet lik 0,188 MN. Dette tilsvarer ultimat kapasitet for en fullt innstøpt CT-bolt M20 (Vik Ørsta AS, 2019). Sprøytebetong er ikke hensyntatt ved beregning av sannsynlighetsfordeling for sikkerhetsfaktor, da funksjonen til sprøytebetong ikke er stabilisering av større kiler.



Figur 7.6: Sannsynlighetsfordeling for sikkerhetsfaktoren mot utglidning for blokk H1 ved opptreden av sprekkesett J1, J2 og F1. Analysen er utført med bergsikring. (a) Histogram med tilpassningskurve for $JRC = 3$, (b) kumulativ sannsynlighetskurve for $JRC = 3$ (c) histogram med tilpassningskurve for $JRC = 10$ (d) kumulativ sannsynlighetskurve for $JRC = 10$.

Ved opptreden av sprekkesett J1, J2 og F1 videreføres analysen av blokk H1. Ved bolting av blokken forskyves sannsynlighetsfordelingen for sikkerhetsfaktoren betydelig til høyre. Hele fordelingen havnet i området $FS > 1$ for både JRC lik 3 og 10 (figur 7.6). Installasjonen av bergsikringen har dermed ønsket effekt.

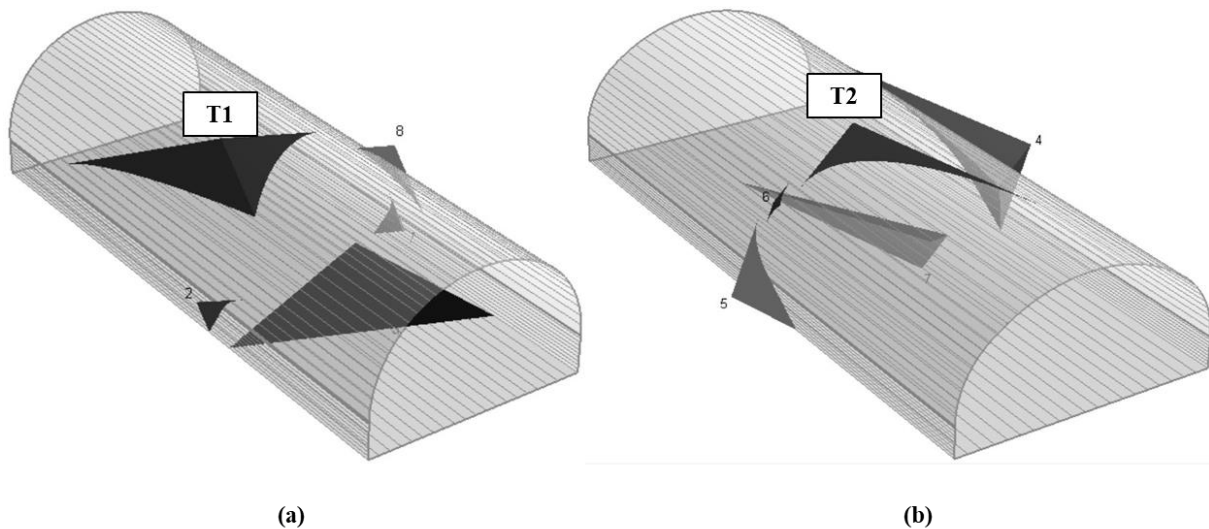
Ved opptreden av sprekkesett J1, J2 og F2 videreføres analysen av blokk H2. Også her skyves sannsynlighetsfordelingen for sikkerhetsfaktoren noe mot høyre ved bolting av blokken, både for JRC lik 3 og 10 (figur 7.7). Merk imidlertid at effekten av bergsikringen er betydelig mindre for blokk H2, sammenlignet med blokk H1. Geometrien og orienteringen av blokk H2 gjør at bergboltene i mindre grad gir økt normalspenning på glideplanet og derfor mindre økning i skjærstyrke.



Figur 7.7: Sannsynlighetsfordeling for sikkerhetsfaktoren mot utglidning for blokk H2 ved oppreden av sprekesett J1, J2 og F2. Analysen er utført med bergsikring. (a) Histogram med tilpassningskurve for $JRC = 3$, (b) kumulativ sannsynlighetskurve for $JRC = 3$ (c) histogram med tilpassningskurve for $JRC = 10$ (d) kumulativ sannsynlighetskurve for $JRC = 10$.

7.3 Stabilitetsanalyse av tverrforbindelse

Stabilitetsanalysen av tverrforbindelsen mellom rundkjøringsområdene er utført på tilsvarende vis som for hovedløpene. Også for tverrforbindelsen er det valgt ut enkeltsegmenter som representerer de mest kritiske blokkene. Først betraktes sikkerheten mot utglidning uten bergsikring. Deretter presenteres resultatet fra stabilitetsanalyse med bergsikring. Bergsikringsdesignet er tilsvarende som for hovedløpene, men boltelengden er økt til 4 m tilpasset tunnelspennet iht. til bergsikring etter Q-systemet (NGI, 2015). Merk at boltelengden ikke hensyntar eventuelle økninger i tunnelspenn som er utelatt fra analysegeometrien, slik som rundkjøringer, tekniske haller etc. Blokkdannelsen i tverrforbindelsen ved oppreden av hhv. foliasjon F1 og F2 er illustrert i figur 7.8.



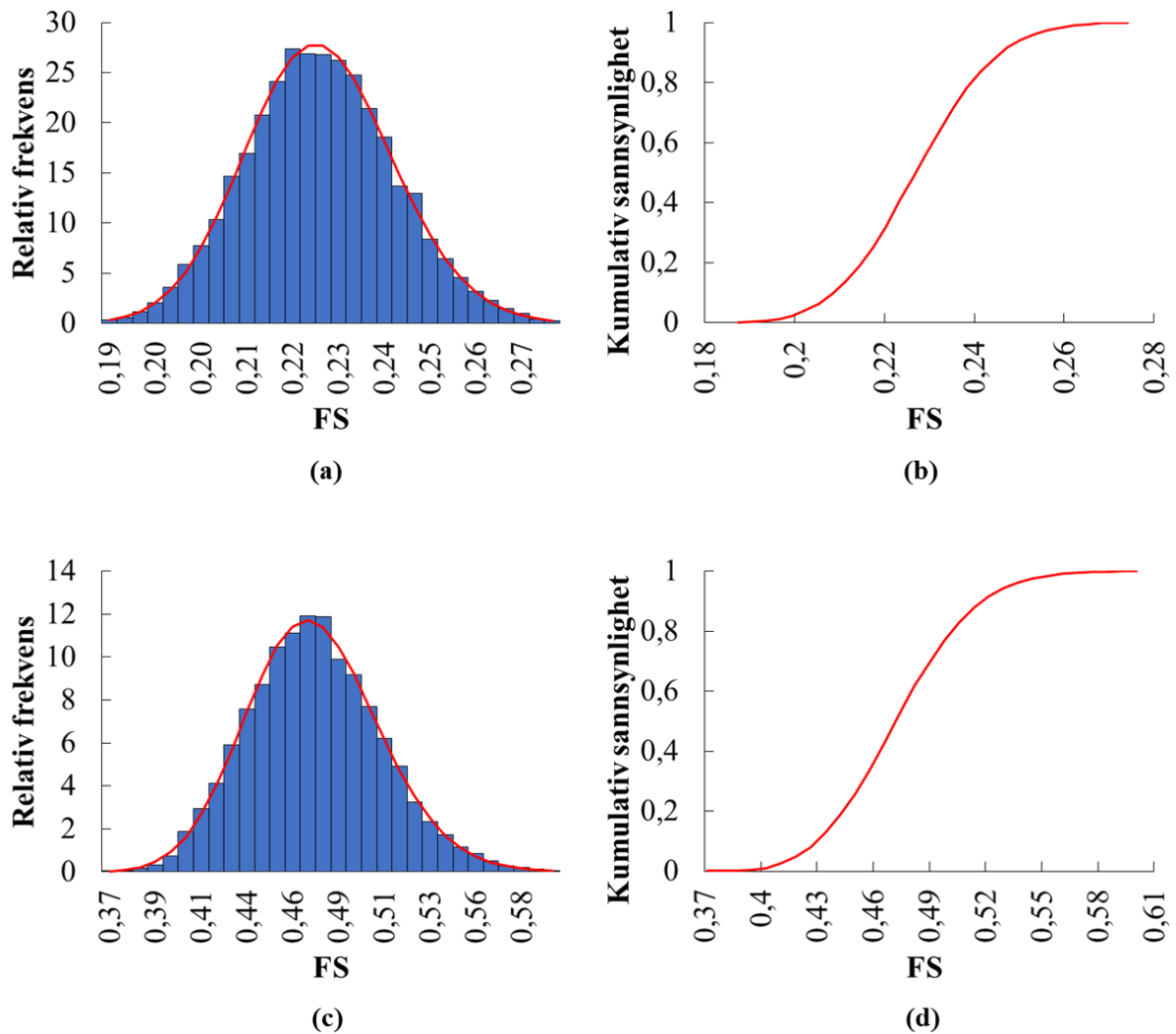
Figur 7.8: Illustrasjon fra *Unwedge* av blokkdannelse i tverrforbindelsen sett mot vestlig løpsretning. Opptredende sprekkesett er (a) J1, J2 og F1 og (b) J1, J2 og F2.

Ved opptreden av sprekkesett J1, J2 og F1 dannes én kritisk blokk i tunnelhengen. Blokken er navngitt T1 (T: tverrforbindelse) i figur 7.8 (a). Sannsynlighetsfordelingen for sikkerhetsfaktoren for blokk T1 for *JRC* lik 3 og 10 er illustrert i figur 7.9. Fordelingen er skjøvet noe til høyre ved *JRC* lik 10, men havner i området $FS < 1$ for begge ruhetskoeffisienter.

Ved opptreden av sprekkesett J1, J2 og F2 er det valgt å betrakte én kritisk blokk i tunnelhengen. Blokken er navngitt T2 i figur 7.8 (b). Sannsynlighetsfordelingen for sikkerhetsfaktoren for blokk T2 er illustrert i figur 7.10. For *JRC* lik 3 havner hele fordelingen i området $FS < 1$. For *JRC* lik 10 sees det tydelig av sannsynlighetsfordelingen for sikkerhetsfaktoren at skjærstyrken er utenfor gyldighetsområdet til Barton-Bandis-kriteriet ($\phi_a = \phi_r + i > 70^\circ$). I delkapittel 7.5 er det forsøkt å øke normalspenningen slik at resultatet kan tolkes.

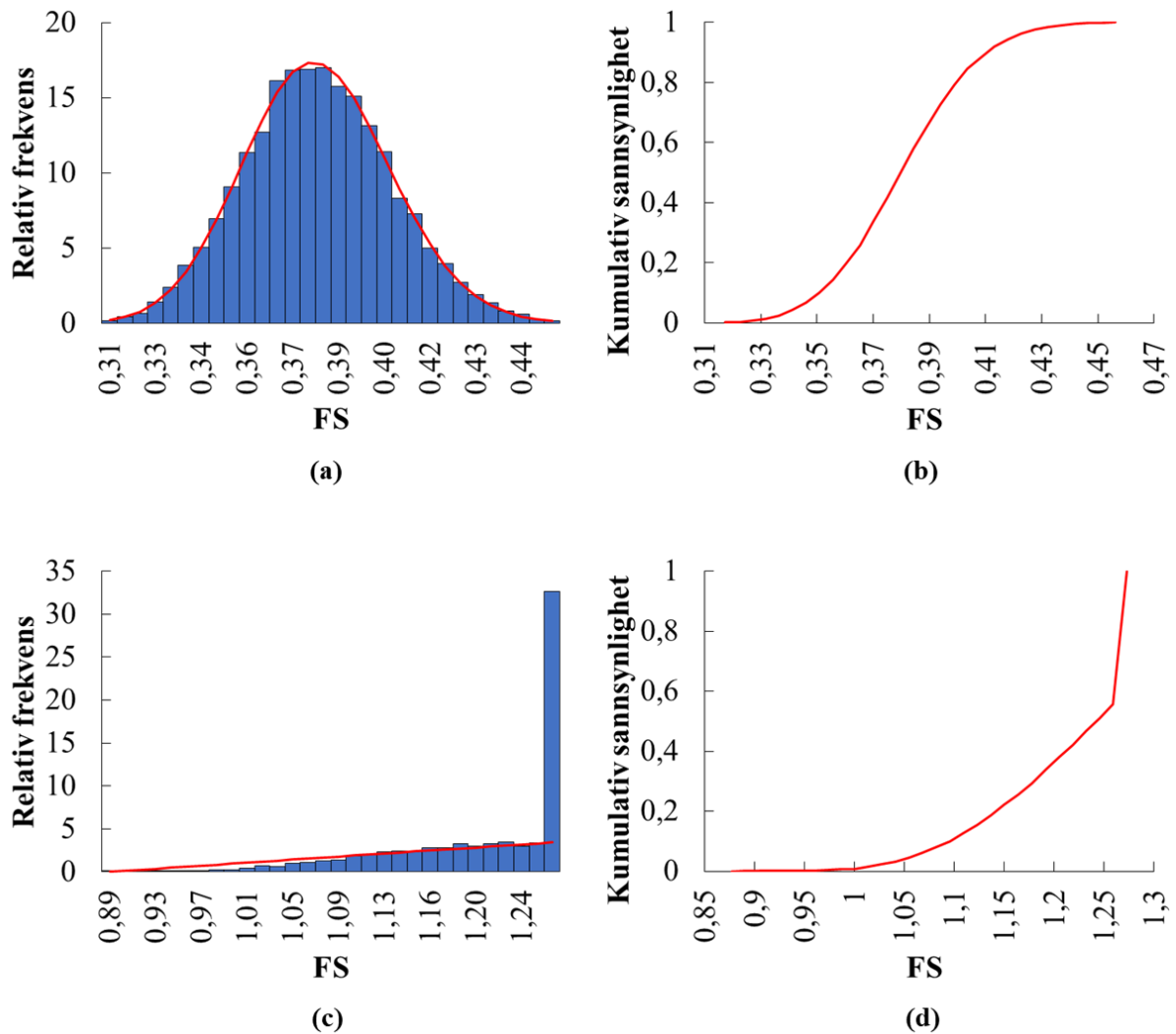
Ved opptreden av sprekkesett J1, J2 og F1 og bolting av blokk T1 opphører normalspenningen på glideplanet. Sikkerhetsfaktoren blir følgelig uavhengig av skjærstyrken, og konstant lik 1,6. Basert på deterministisk dimensjoneringsfilosofi etter partialfaktorprinsippet er dette tilfredsstillende. Merk at bergsikring av blokk T2 ikke er betraktet her, da skjærstyrken er utenfor gyldighetsområdet til Barton-Bandis-kriteriet for *JRC* lik 10 uten bergsikring.

Basert på utførte numeriske analyser fremheves risikoen for avspenning og relativt store deformasjoner i tilknytning til tverrforbindelsen. Det er tidligere presisert at deformasjonene vil kunne overskride utelukkende elastisk forskyvning dersom det induseres strekkbrudd og følgende plastisk deformasjon. Slik materialoppførsel vil sannsynligvis redusere sikkerheten mot blokkutglidning.



Figur 7.9: Sannsynlighetsfordeling for sikkerhetsfaktoren mot utglidning for blokk T1 ved opptrøden av sprekkesett J1, J2 og F1. Analysen er utført uten bergsikring. (a) Histogram med tilpasningskurve for $JRC = 3$, (b) kumulativ sannsynlighetskurve for $JRC = 3$ (c) histogram med tilpasningskurve for $JRC = 10$ (d) kumulativ sannsynlighetskurve for $JRC = 10$.

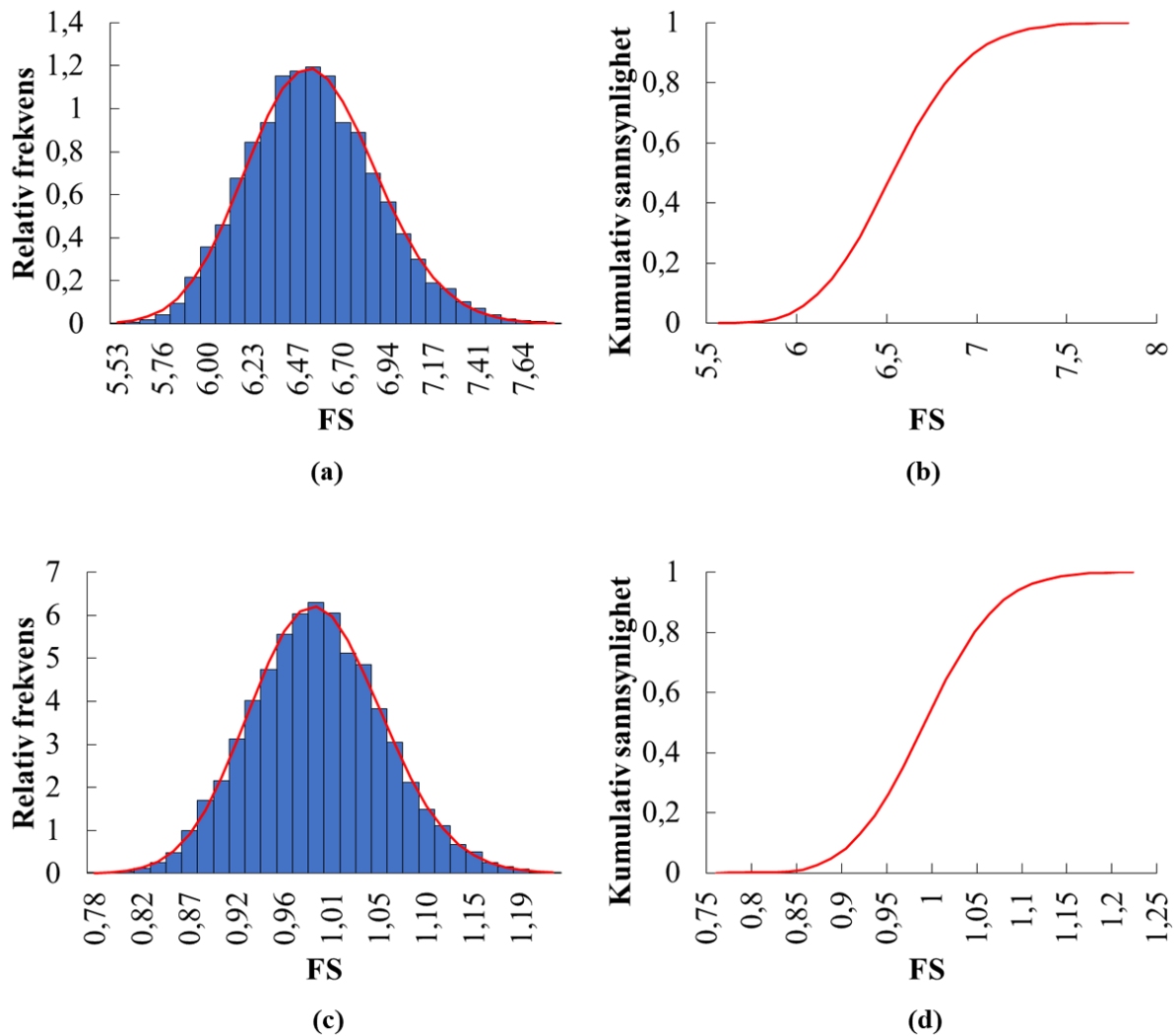
Grenselikevektsanalysen tar ikke hensyn til den reelle utformingen av Kvitsøykrysset. Det bør derfor foretas kvalitative vurderinger av strukturelt betinget stabilitet i områder som ikke er analysert. Spesielt kritisk er tunnelkryss og tverrsnittsutvidelser. For tverrforbindelsen gjelder dette de to tekniske nisjene som skal drives fra nordveggen (se figur 1.2), sammenkobling med ventilasjonstunneler, samt nær rundkjøringene. Her er tunnelspennet vesentlig større enn det som er modellert i grenselikevektsanalysen. Dette tilrettelegger for dannelse av større blokker sammenlignet med den forenklede geometrien, og må tas i betraktning blant annet ved design av bergsikringssystem. Sannsynligvis vil det være hensiktsmessig å benytte lengre bolter i områder hvor tunnelspennet er spesielt stort. Dette må vurderes av entreprenøren basert på erfaring og skjønn.



Figur 7.10: Sannsynlighetsfordeling for sikkerhetsfaktoren mot utglidning for blokk T2 ved opptrreden av sprekesett J1, J2 og F2. Analysen er utført uten bergsikring. (a) Histogram med tilpassningskurve for $JRC = 3$, (b) kumulativ sannsynlighetskurve for $JRC = 3$ (c) histogram med tilpassningskurve for $JRC = 10$ (d) kumulativ sannsynlighetskurve for $JRC = 10$. Merk at for $JRC = 10$ er skjærstyrken utenfor gyldighetsområdet til Barton-Bandis-kriteriet ved opptrørende σ_n .

7.4 Effekt av vanntrykk

Høyt vanntrykk er en fremtredende utfordring ved konstruksjon av undersjøiske tunneler. Til nå er det antatt at prosjektet forinjeksjon vil sørge for tørre sprekkeforhold i umiddelbar nærhet til tunnelkonturen. Dersom grenselikevektsanalysen utføres med vanntrykk på sprekkeflatene, vil dette ha betydelig negativ effekt på sikkerhetsfaktoren, selv etter at bergsikring er installert. Dette er tydelig illustrert i figur 7.11, som viser sannsynlighetsfordelingen for sikkerhetsfaktoren for blokk H3. Figur 7.11 (a) og (b) viser sannsynlighetsfordelingene for blokk H3 ved tørre sprekkeforhold etter at bergsikring er installert. Forventningsverdien for sikkerhetsfaktoren er så høy som 6,5. Figur 7.11 (c) og (d) illustrerer den samme fordelingen, men med sprekkevannstrykk lik 2,5 MPa. Dette tilsvarer teoretisk vanntrykk 250 m under havnivå.

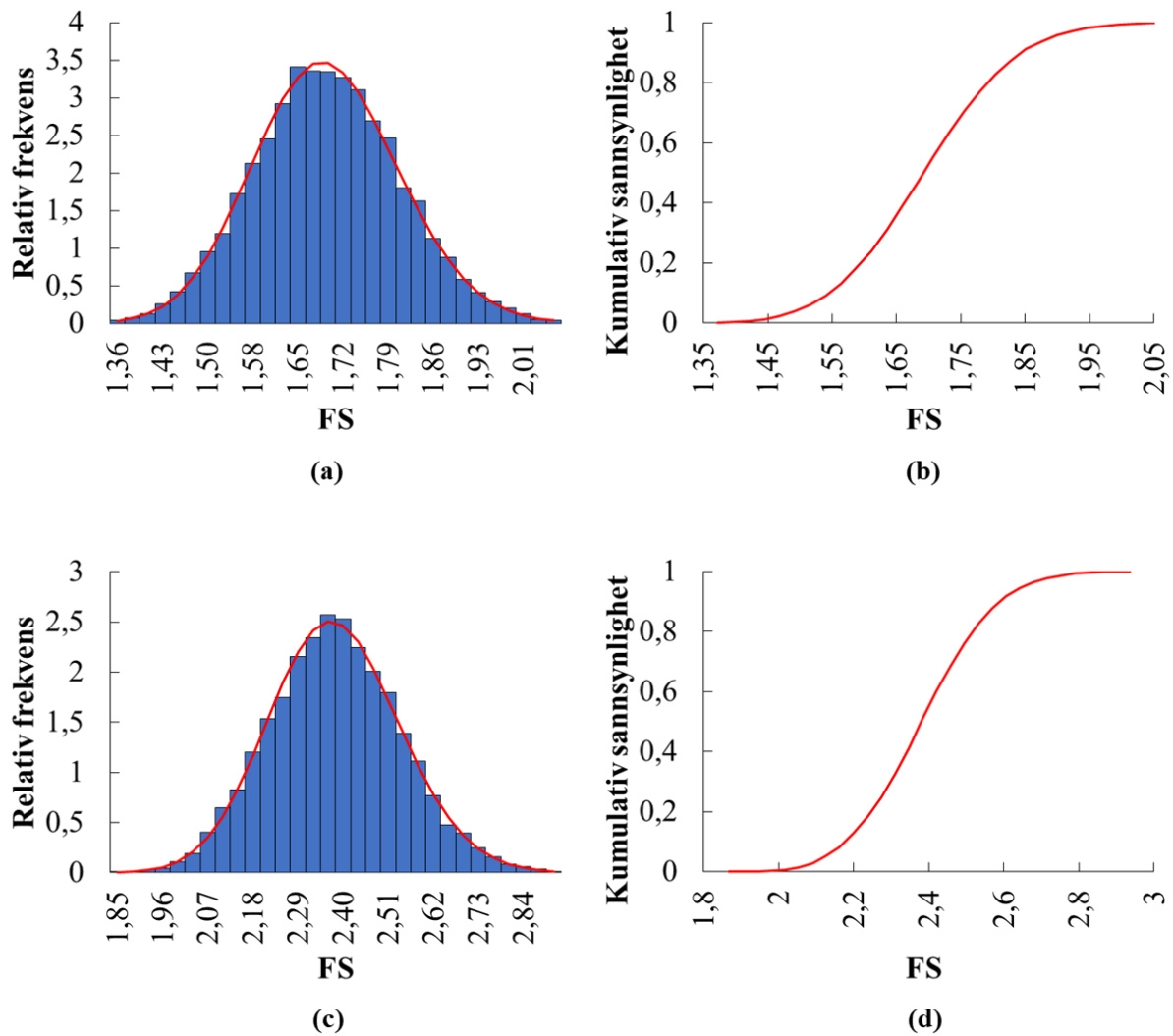


Figur 7.11: Sannsynlighetsfordeling for sikkerhetsfaktoren mot utglidning for blokk H3 ved opptreden av sprekkeseett J1, J2 og F2. Analysen er utført med bergsikring. $JRC = 10$. (a) Histogram med tilpassningskurve for tørre forhold, (b) kumulativ sannsynlighetskurve for tørre forhold, (c) histogram med tilpassningskurve for sprekkkevannstrykk lik 2,5 MPa og (d) kumulativ sannsynlighetskurve for sprekkkevannstrykk lik 2,5 MPa.

Fordelingen er skjøvet betydelig mot venstre sammenlignet med tørre forhold, og sannsynligheten for utglidning er nå 0,55. Det er forsøkt å øke boltetettheten uten ønsket effekt. Ved slike vanntrykk må det iverksettes dreningstiltak for å stabilisere bergmassen. Naturlig drenering vil også føre til en reduksjon av trykket.

7.5 Effekt av horisontalspenning

Ved blokkanalyse av kompetent bergmasse på moderat dyp, vil horisontalspenninger ha en positiv effekt på stabiliteten. Større normalspenning og resulterende økt skjærstyrke langs sprekkplanene vil gi en høyere sikkerhetsfaktor. Merk også at økt normalspenning vil utvide gyldighetsområdet for Barton-Bandis-kriteriet med hensyn på resterende inngangsparametere.



Figur 7.12: Sannsynlighetsfordeling for sikkerhetsfaktoren mot utglidning for blokk T2 ved opptreden av sprekkeseett J1, J2 og F2. Det er satt på et in-situ bergspenningsfelt jf. tabell 7.3. (a) Histogram med tilpassningskurve for $JRC = 3$, (b) kumulativ sannsynlighetskurve for $JRC = 3$ (c) histogram med tilpassningskurve for $JRC = 10$ (d) kumulativ sannsynlighetskurve for $JRC = 10$.

Ovennevnte forhold er illustrert ved analyse av blokk T2 for usikret tverrforbindelse ved opptreden av sprekkeseett J1, J2 og F2 (figur 7.12). Det er benyttet et konstant horisontalspenningfelt (tabell 7.3). Vertikalspenningen er konstant lik 7 MPa. For JRC lik 3 skyves fordelingen betydelig mot høyre, sammenlignet med figur 7.10 (a) og (b). Selv uten bergsikring havner hele fordelingen i området $FS > 1$. Økt σ_n medfører at aktiv friksjonsvinkel $\phi_a = \phi_r + i$ nå befinner seg innenfor gyldighetsområdet for bruddkriteriet også for $JRC = 10$.

Tabell 7.3: In-situ horisontalspenninger benyttet i grenselikevektanalyse i delkapittel 7.5.

| | Størrelse (MPa) | Trend (°) |
|------------|-----------------|-----------|
| σ_h | 6,5 | 135° |
| σ_H | 12 | 045° |

7.6 Konkluderende bemerkninger

Basert på den utførte grenselikevekstsanalysen av strukturelt betinget stabilitet fremheves følgende konkluderende bemerkninger:

- Sprekkesettene på Kvitsøy muliggjør kritisk blokkdannelse i hovedløpene (løp 11 og 12) og tverrforbindelsen (løp 17). Det er spesielt vanskelig å avgjøre geometrien av blokkene grunnet stor variasjon i orienteringen av foliasjonen.
- For kompetent grønnstein har ruheten langs sprekkeplanene betydelig innvirkning på sikkerhetsfaktoren. Ved anvendelse av Barton-Bandis-kriteriet har reduksjon av *JRC* fra 10 (ru og bølgete) til 3 (ru og plan) en vesentlig destabiliserende effekt.
- Implementering av bergsikring i grenselikevektsanalysen har varierende effekt. Likevel er sikkerhetsfaktoren etter bolting tilfredsstillende for samtlige analyserte scenarier hvor vanntrykk ikke er hensyntatt.
- Av forholdene som er undersøkt har økt sprekevannstrykk størst påvirkning på sikkerhetsfaktoren. Ved teoretisk vanntrykk lik 2,5 MPa reduseres forventningsverdien for sikkerhetsfaktoren for blokk H3 fra 6,5 til 1,0. Sannsynligheten for utglidning øker fra 0 til 0,55.
- Horisontalspenninger har en stabiliserende effekt. Den assosierte økningen i normalspenning utvider også gyldighetsområdet for Barton-Bandis-kriteriet med hensyn på ruhetskoeffisienten (*JRC*).

I likhet med de utførte numeriske analysene er usikkerheter og begrensninger ved grenselikevekstanalysen drøftet i kapittel 10.

8 Vurdering av svakhetssoner og vannforhold

Fremtredende forkastninger og svakhetssoner, samt innlekkasjeproblemer, representerer de fremste utfordringene ved driving av undersjøiske tunneler i Norge (Nilsen og Palmström, 2001). Også for Boknafjordtunnelen er det ventet at svakhetssoner vil utgjøre en betydelig trussel for stabiliteten under driving. Herunder inkluderes en forkastning av oppknust grafittisk svartskifer øst for Krågøy, samt en sandig sleppe nord for Kvitsøykrysset (hhv. ca. profilnr. 14000 og 15800, jf. tegning 02-V01-101 (vedlegg A)) (Dammyr et al., 2018, Todnem, 2014).

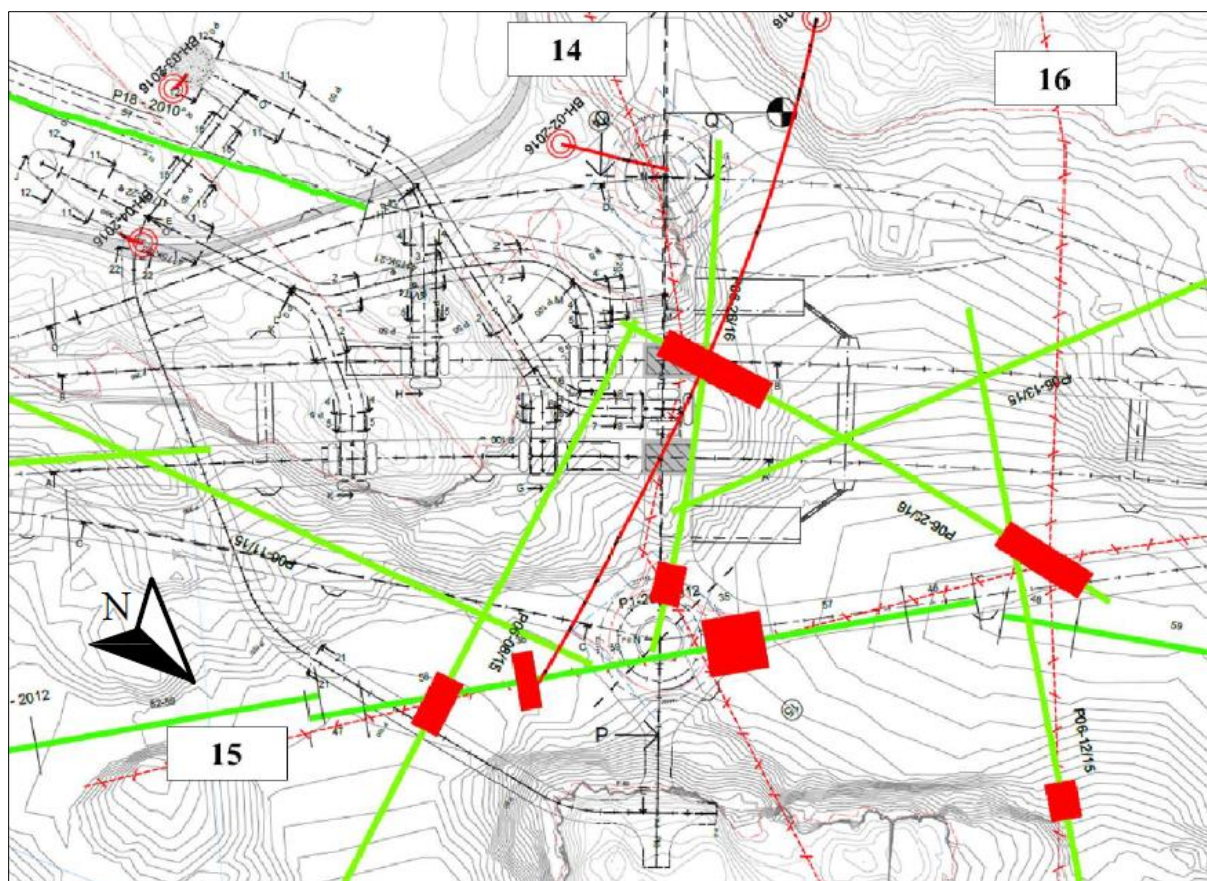
Bergmassen i området for Kvitsøykrysset forventes i hovedsak å være grønnstein av relativt god kvalitet. Likevel har utførte refraksjonsseismiske undersøkelser og kjerneboringer påvist tre mindre svakhetssoner som passerer gjennom kryssområdet. Følgende delkapitler vil ta for seg svakhetssonenes antatte plassering og karakter, samt påvirkningen på stabilitet og bergspenningsforhold. Avslutningsvis drøftes vanntrykk og innlekkasjeforhold.

8.1 Svakhetssonenes plassering og karakter

På bakgrunn av utførte grunnundersøkelser er det tolket at tre mindre svakhetssoner passerer gjennom Kvitsøykrysset. Grunnlaget for tolkningen er hovedsakelig refraksjonsseismiske undersøkelser utført i perioden 2010-2016, samt kjerneboringer fra Kvitsøy utført i 2016. For detaljer vises det til ingeniørgeologisk rapport fra konkurransegrunnlaget (Dammyr et al., 2018).

Svakhetssonene har en antatt bredde på 5-10 m og registrerte seismiske hastigheter er 3500-4000 m/s. I figur 8.1 er sonene inntegnet med vertikalt fall. Det er imidlertid knyttet stor usikkerhet til fall og mektighet. Typisk vil sistnevnte avta mot dypet. Dette er observert ved flere tilfeller under driving av den nærliggende Eiganestunnelen, E39 Ryfast (Øyvind Dammyr, Norconsult AS, personlig kommunikasjon (Skype-samtale), 08.05.2019). Sonene er forventet å utvise dårlig til svært dårlig bergmassekvalitet, som påvist i enkelte seksjoner av BH-01-2016, BH-02-2016, BH-03-2016 og BH-04-2016. Seksjonene er karakterisert av økt oppsprekingsgrad, med typiske innslag av kalkspat og pyritt. Q-verdien er betraktelig redusert grunnet glatte og såpeaktige sprekkeoverflater belagt med talk, biotitt eller kloritt. I tillegg forekommer det stedvis leirbelegg på sprekkeoverflatene.

Svakhetssonene som passerer gjennom Kvitsøykrysset er angitt med nummer 14, 15 og 16. Den tolkede plasseringen/orienteringen i forhold til tunneltraséen er vist i figur 8.1. Sone 14 og 15 har potensielt en ugunstig orientering parallelt med hhv. løp 17 og nordgående påkjøringsrampe. Sone 16 er antagelig orientert gunstig normalt på hovedløpene.



Figur 8.1: Oversiktstegning over tolkede svakhetssoner gjennom Kvitsøykrysset markert som stiplede røde linjer. Svakhetssonene er nummerert 14, 15 og 16. Ansett for kjerneboring er markert med dobbel rød ring. Borhullsprojeksjon er markert med heltrukne røde linjer. Refraksjonsseismiske profiler er markert i lys grønn, med røde lavhastighetssoner (<math><4000\text{ m/s}</math>). Figuren er et utsnitt fra tegning 02-V32-001 utarbeidet av Norconsult AS (Dammyr et al., 2018).

8.2 Svakhetssonens påvirkning på stabilitet og bergspenningsforhold

Variasjoner i bergmassens beskaffenhet og opptreden av geologiske strukturer og heterogeniteter vil påvirke bergspenningsforhold og potensielt være avgjørende for stabiliteten. I prosjektoppgaven ble det konkludert med at bergspenningsforholdene i området for Kvitsøykrysset vil kunne påvirkes av kompleks regional strukturgeologi og lokale svakhetssoner (Mathiassen, 2018). Med bakgrunn i Q-systemet for bergmasseklassifisering ble det illustrert hvordan opptreden av skjærsoner kan påvirke spenningsfaktoren og medføre økt bergsikringsbehov (figur 2.2).

Kryssende svakhetssoner vil kunne medføre avspenning av sideberget. Dette er én mulig årsak til de lave bergspenningene som er målt ved hydraulisk splitting i BH-03-2016. Redusert innspenning vil være ugunstig for stabiliteten, og vil øke faren for blokkutfall eller utrasing av desintegreert bergmasse. Spesielt kritisk vil det være dersom svakhetssoner krysser hverandre i bergrom med relativt store spenn. Ut ifra tolkningen utført av Dammyr et al. (2018) (figur 8.1)

kan dette være tilfelle for den østlige rundkjøringen. Følgelig må det utøves ekstra aktsomhet under driving av dette området. Generelt vil bergmasse av dårlig kvalitet ha begrenset lastbærende evne. Dersom det ved sonderboring påvises at én eller flere svakhetssoner passerer gjennom rundkjøringspilarene, må det iverksettes tiltak i form av omfattende bergsikring.

8.3 Vanntrykk og vanninnlekkasje

For en undersjøisk tunnel er potensialet for vanninnlekkasje ubegrenset. Innlekkasjeproblemer oppstår som regel i forbindelse med kontinuerlige vannførende sprekker i nærheten av fremtredende svakhetssoner og forkastninger. Svakhetssonene i seg selv er ofte lavpermeable grunnet høyt innhold av leire (Nilsen og Palmström, 2001). Dette gjelder først og fremst prekambriske grunnfjellsbergarter med høyt feltspatinnhold, typisk granittiske gneiser, og ikke bergarter som grønnstein og skifre. I borhullsseksjonene fra Kvitsøy karakterisert av svært dårlig bergmassekvalitet er det kun stedvis observert leirbelegg på sprekkeoverflatene. Det er heller ikke ventet at sleppematerialet er svellende, grunnet bergartens lave feltspatinnhold. Svakhetssonene som passerer gjennom Kvitsøykrysset er derfor potensielt vannførende, men dette er svært vanskelig å predikere. Det bør utføres vanntapsmålinger under driving.

Vanntrykket i bergmassen rundt undersjøiske tunneler er ofte svært høyt, i størrelsesorden 2-3 MPa (Nilsen og Palmström, 2009). Dette tilsvarer det teoretiske vanntrykket for Kvitsøykrysset, og representerer en utfordring både ved grunnundersøkelser og under driving. Ved kjerneboring fra Sauholmen (BH-01-10A) måtte hullet avsluttes ved gjennom boring av en sandig sleppe grunnet høyt vanntrykk (Dammyr et al., 2018). Grenselikevektsanalysen i kapittel 7 illustrerer tydelig den destabiliserende effekten av vanntrykk av denne størrelsesordenen. Kjerneboringene tilknyttet Kvitsøykrysset (BH-(01-04)-2016) ble imidlertid utført uten nevneverdige problemer. Basert på utførte grunnundersøkelser forventes det derfor ikke omfattende vanntrykksproblemer under driving av selve kryssområdet.

Orientering og størrelse av in-situ bergspenninger vil kunne påvirke grunnvannsstrømningen rundt tunneler og bergrom (Holmøy, 2008). Dersom minste hovedspenning er lav og orientert normalt på fremtredende sprekkesett og svakhetssoner, kan dette øke vanninnlekkasjen betydelig (Nilsen og Palmström, 2001). Enkelte områder av Kvitsøykrysset kan være avspent, som er svært ugunstig med hensyn til innlekkasje. Minste hovedspenning er sannsynligvis orientert NV-SØ til NNV-SSØ (Ask, 2012, Mathiassen, 2018). Det gjør svakhetssone 14 og 16 mest utsatt. Imidlertid er bergspenningsbildet og sonenes orientering så usikkert at ytterligere undersøkelser må utføres i drivefasen før en kan konkludere med tilfredsstillende sikkerhet.

9 Vurdering av drivetekniske aspekter

Foruten ingeniørgeologiske forhold, avhenger et vellykket teknisk-økonomisk sluttresultat for konstruksjon av Kvitsøykrysset i stor grad av drivetekniske aspekter. Herunder regnes drive-rekkefølge og kontinuerlig optimalisering av driveplanen basert på grunnundersøkelser og deformasjonsovervåking utført i drivefasen av prosjektet.

9.1 Betragtninger tilknyttet optimalisering av driverekkefølge

Konstruksjon av storskala underjordsanlegg med kompleks geometri er en dynamisk prosess både i tid og rom (Zhu og Zhao, 2004). Arbeidet innebærer kontinuerlig uttak av nye tunneler og bergrom med gjensidig påvirkning på hverandre. Ved sekvensiell konstruksjon av anlegget, vil hvert konstruksjonssteg tilsvare en midlertidig geometri med en tilhørende kortvarig spenningstilstand. Fordi bergmassen utviser ikke-lineær materialoppførsel, vil forskjellige driverekkefølger innebære ulike spenningsstier. Lasthistorikken kan ha stor innvirkning på sluttresultatet med hensyn til blant annet deformasjoner og bruddutvikling. Følgelig er drive-rekkefølgen avgjørende for langtidsstabiliteten av tunneler og bergrom.

Et forslag til optimal driverekkefølge bør ideelt sett utarbeides kort tid etter at anleggets utforming er valgt, i god tid før planlagt byggestart. Driveplanen bør deretter oppdateres kontinuerlig i konstruksjonsfasen basert på observasjoner, undersøkelser og overvåking av bergmassen og installert bergsikring. Merk at underveisvurdering av drivetekniske aspekter også kan medføre endringer av designet. For å undersøke påvirkningen av ulike drive-rekkefølger på stabilitetsforhold, anvendes ofte numerisk programvare. Ofte kan skadesonens utbredelse og tilhørende plastiske deformasjoner begrenses. Erfaringsbasert optimaliserings-analyse har fremtredende begrensninger. Særlig problematisk er det at den endelige driveplanen sannsynligvis kun er den gunstigste blant et begrenset antall forslag. Utfordringen er forsøkt løst gjennom anvendelse av ulike teknikker for kunstig intelligens (AI: eng. «artificial intelligence»). Blant annet har Jiang et al. (2018), med suksess, tatt i bruk AI-metoder for optimalisering av uttaksrekkefølge med hensikt å minimere plastiske deformasjoner og bergslagsproblematikk for underjordiske vannkraftkonstruksjoner.

For de aller fleste prosjekter vil det være lite aktuelt å ta i bruk AI-metoder for å minimere utbredelsen av plastisk deformasjon. Bruk av storskala plastiske numeriske modeller med sekvensiell utgravning er også forbeholdt store prosjekter, for eksempel krysningen mellom Ekeberg tunnelene og Follobanen (Holmøy et al., 2015, Trinh et al., 2017, Trinh et al., 2018). For de fleste prosjekter vil optimalisering av driverekkefølge i stor grad avhenge av praktiske

hensyn, og baseres på entreprenørens erfaring. Anbudet for entrepris E02 inneholder ikke spesifikke krav til driverekkefølge, men en god plan for uttaksrekkefølge minimerer byggetiden og ivaretar praktiske hensyn som f.eks. rask tilgang på ventilasjon (Sveinung Brude, Statens vegvesen Region vest, byggeleder E39 Rogfast (E02), personlig kommunikasjon: 19.02.2019, Mekjarvik). Driving av Kvitsøytunnelen og de to vertikale ventilasjonssjaktene vil foregå samtidig. Når stoffen for Kvitsøytunnelen når nivået for rundkjøring R12 bør sammenkobling med sjaktene prioriteres. På denne måten sikres et best mulig arbeidsmiljø ved videre driving.

9.2 Grunnundersøkelser og overvåking i drive- og oppfølgingsfasen

Konstruksjon av Kvitsøykrysset vil kreve omfattende oppfølging i drivefasen av prosjektet. Som alltid ved konstruksjon av vegtunneler skal det utføres kontinuerlig kartlegging av bergmassens oppsprekking og beskaffenhet av ingeniørgeologisk fagkyndig personell. Det vil også være aktuelt å gjennomføre supplerende grunnundersøkelser, for å få bedre oversikt over geologiske forhold. Eksempler på relevante undersøkelsesmetoder er sonderboring med vann-tapsmålinger, kjerneboring og refleksjonsseismikk fra stoff (Amberg Technologies, 2016). Metodene er særlig aktuelle når en nærmer seg tolkede svakhetssoner.

I tillegg til undersøkelser av geologiske forhold i drivefasen, er det essensielt å etablere et overvåkingssystem for bergspenninger og deformasjoner som induseres som et resultat av driveprosessen. På denne måten kan en kontinuerlig kontrollere drivingens påvirkning på stabiliteten av tunneler og bergrom som allerede er tatt ut, slik at uventet utvikling kan oppdages og håndteres på et tidlig stadium. Resultatene kan videre benyttes til å kalibrere og verifisere eventuelle numeriske analyser.

9.2.1 Bergspenningsmålinger i drivefasen

Som kjent er det utført bergspenningsmålinger ved flere anledninger i tidligere faser av prosjektet (Ask, 2012, Larsen og Hagen, 2016). Det er imidlertid knyttet stor usikkerhet til resultatene, og spenningsbildet i området for Kvitsøykrysset er forventet å være varierende. Følgelig anbefales det å gjennomføre supplerende bergspenningsmålinger under driving. Metoder for utførelse er beskrevet i de følgende avsnittene.

Først og fremst anbefales det å utføre 3D-overcoring etter NTNU/SINTEF-metoden (Lu, 2006, Trinh et al., 2016). Hensikten er å forbedre kunnskapen om in-situ bergspenningsforhold. Det er kritisk at målingene utføres på et tidlig stadium, før det etableres et sekundært bergspenningsbilde som følge av uttak av en kompleks geometri. Et gunstig tidspunkt vil være når driving av Kvitsøytunnelen når et representativt dyp. I prosjektoppgaven ble det fremhevet to

fremtredende begrensninger med overboringsmetoden utviklet av NTNU/SINTEF. For det første er ytelsen i dype, vertikale borehull lite tilfredsstillende. Videre er liming av strekk-lappsetter under våte forhold særdeles utfordrende (Beitnes et al., 2006). Målingene ved 3D-overcoring fra 2011 ble utført av svenske Pöyry, som har utviklet en metode som muliggjør målinger i dype, vertikale, vannfylte hull (Sjöberg og Klasson, 2003). Metoden er imidlertid mer kostbar og tidkrevende (Trond Larsen, forskningsingeniør, SINTEF Byggforsk, personlig kommunikasjon: 09.10.2018, Gløshaugen). Under driving er det derimot mulig å bore sub-horisontale hull fra tunnelstuppen. Ved vellykket forinjeksjon er det også rimelig å anta relativt tørre forhold. På bakgrunn av dette kan SINTEF gjennomføre 3D-overcoring med erfaringsmessig pålitelige resultater (Trinh et al., 2016).

I tillegg til verifisering av in-situ bergspenningsforhold, anbefales det å overvåke belastningen på rundkjøringspilarene under driving av Kvitsøykrysset. Dette er spesielt kritisk dersom resultatene fra 3D-overcoring indikerer høy vertikalspenning. Instrumentering kan utføres ved installasjon av en 2D-langtidsdoorstopper (LTDM: eng. «long-term doorstopper method») beskrevet av Trinh et al. (2016). Ved hjelp av doorstoppercellen kan belastningen på pilaren registreres regelmessig under driving av rundkjøringen. Resultatene fra bergspenningsmålingene kan benyttes til kontinuerlig kalibrering av numeriske modeller for prediksjon av bruddutvikling i pilaren vurdering av nødvendig bergsikring. Ved registrering av endringer i spenningstilstand ved senere uttak av nærliggende tunneler kan modellen kalibreres på nytt. Bruddtilstand og bergsikringsbehov kan så revurderes basert på analyseresultater og visuell inspeksjon.

Det kan også være aktuelt å overvåke spenningstilstanden i andre gjenstående bergstabber av beskjedne tykkelse ved hjelp av 2D-LTDM. Dette gjelder eksempelvis de horisontale pilarene i snitt C₁-C₂ (kapittel 5). Andre krysningpunkt er også aktuelle, men for de fleste synes den vertikale avstanden mellom tunneler i ulike nivåer å være tilfredsstillende. I tillegg er den vertikale pilaren betraktet i snitt A₁-A₂ aktuell for overvåking.

En siste områdetype som er svært aktuell for spenningsovervåking er tunneltaket i bergrom med store spenn. Dette gjelder i hovedsak tunnelkryssene mellom hovedløp og av- og påkjøringsramper, rundkjøringsområdene inkludert tverrforbindelsestunnelen, samt ventilasjonshallene. Ved lokalt høy vertikalspenning og beskjedne horisontalspenninger, kan det oppstå strekkspenninger i tunneltaket, som vil være særdeles kritisk for strukturelt betinget stabilitet.

9.2.2 Deformasjonsovervåking i drive- og oppfølgingsfasen

De fleste kritiske punktene som over er nevnt som aktuelle for spenningsovervåking med 2D-LTDM, er også aktuelle for deformasjonsovervåking. Deformasjonsovervåking kan blant annet utføres ved hjelp av multipunktsborhullsextensometere (MPBX: eng. «multi-point borehole extensometers»). For MPBX registreres relativ forskyvning av et gitt antall forankringspunkter langs et borhull i forhold til ett referansepunkt. For underjordisk bruk er referansen oftest tunnelkonturen. Deformasjonsmålinger er svært nyttig for kalibrering av tredimensjonale numeriske modeller og verifisering av analyseresultater (Dhawan et al., 2004, Trinh et al., 2018).

Installasjon av borhullsextensometere i konstruksjonsfasen må tilpasses driveplanen. Når Kvitsøy-tunnelen når nivået for Kvitsøykrysset, bør det i tillegg til bergspenningsmålinger installeres ekstensometre for deformasjonsovervåking. For bergrom med store spenn installeres ekstensometrene i tunneltaket ved drivingens begynnelse. Etter hvert som tunnelstufen avanserer, vil induuerte deformasjoner medføre relativ forskyvning av forankringspunktene og stabiliteten vil kunne overvåkes kontinuerlig.

Deformasjonsovervåking i horisontale pilarer som skiller tunneler i ulike vertikale nivåer vil være viktig. Hvor ekstensometrene installeres vil avhenge av driverekkefølgen. Dersom tunnelen i nedre nivå drives til slutt, installeres ekstensometeret i et vertikalt borhull i sålen på overliggende tunnel. Ved motsatt driverekkefølge, kan ekstensometeret installeres i et vertikalt hull i tunneltaket i den underliggende tunnelen. I begge tilfeller kan deformasjonen i pilaren overvåkes under driving av tunnel nummer to.

Både overvåking av bergspenninger og deformasjoner ved hjelp av hhv. 2D-LTDM og MPBX er nyttig i prosjektets oppfølgingsfase for kontroll av langtidsstabiliteten av Kvitsøykrysset. Ved pågående deformasjonsutvikling under eller like etter driving, kan overvåkingsresultater benyttes for å verifisere at bevegelsene stopper opp. I tillegg kan instrumentene benyttes som en del av et varslingsystem som gir beskjed til beredskapspersonell ved uventet utvikling. Dette er særlig viktig i vegtunnelene, fordi stabiliteten i ferdigstilte moderne vegtunneler vanskelig kan inspiseres visuelt, grunnet omfattende tunnelkledning i form av vann- og frostsikring. Faglig kompetent personell kan vurdere faren for utrasing basert på overvåkingsresultatene, og vurdere nødvendigheten av visuell inspeksjon og iverksetting av ytterligere sikringstiltak.

10 Diskusjon

De utførte stabilitetsanalysene har gitt gode indikasjoner på mulige problemområder og utfordringer som kan forventes ved driving av Kvitsøykrysset. Imidlertid inneholder de også en rekke usikkerheter. Disse er i hovedsak knyttet til geometriske forenklinger og representasjon av grunnforhold. I tillegg til å diskutere disse usikkerhetene, drøfter dette kapitlet prosjektets vanskelighetsgrad basert på utførte stabilitetsanalyser. Avslutningsvis sees det på bruk av akse-symmetrisk numerisk analyse til dokumentasjon av rundkjøringsstabilitet generelt.

10.1 Forenkling av modellgeometrier

For den tredimensjonale numeriske modellen er det gjort en rekke forenklinger av modellgeometrien sammenlignet med den planlagte utformingen av Kvitsøykrysset. Analysen belyser kun et utsnitt av kryssområdet, og tunnelgeometrien er betydelig grovere enn det som benyttes for visualiserings- og konstruksjonsformål (delkapittel 5.1.1).

Også for den aksesymmetriske numeriske analysen er geometrien svært forenklet. Først og fremst tar den ikke hensyn til den reelle utformingen av rundkjøringsområdene, som vil innebære fire tunnelkryss med betydelig spennvidde. I tillegg utelates omkringliggende tunneler, som sannsynligvis vil påvirke bergspenningsfordelingen i området.

Grenselikevekstanalysen av strukturelt betinget stabilitet er den mest forenklete analysen med hensyn på modellgeometri. I realiteten vil de analyserte tunnelene kobles sammen med flere andre løp. Den reelle utformingen av hovedløpene inkluderer tverrsnittsutvidelser for havari-nisjer og tverrslag for rømningsformål. I tillegg er løp 11 og 12 koblet til ventilasjonstunnelene. Løp 17 er også koblet til ventilasjonstunnelene, samt at løpet er utvidet med to haller for tekniske bygg i den nordlige tunnelveggen. Slike tunnelkryss med store spenn vil sannsynligvis påvirke blokkdannelse og stabilitetsforhold (delkapittel 7.3).

10.2 Representasjon av grunnforhold

En fremtredende antagelse ved den tredimensjonale numeriske analysen er den homogene geologiske modellen. Det er ikke tatt hensyn til diskontinuiteter eller romlige variasjoner i bergmassens styrke og deformasjonsegenskaper. Imidlertid vil strukturegeologiske forhold sannsynligvis påvirke det lokale bergspenningsbildet. Opptreden av svakhetssoner vil også kunne medføre problemer knyttet til vanntrykk og innlekkasje. At grunnvannsforhold ikke er modellert er en vesentlig svakhet ved analysen. Selv om konsekvensene av tolkede svakhetssoner er undersøkt ved empiriske metoder (figur 2.2) og kvalitative vurderinger (kapittel 8), er

usikkerheten knyttet til sonenes utbredelse og karakter for stor til å inkludere dem i modellen. Resultater fra grunnundersøkelser under driving vil kunne benyttes til å detaljere den geologiske modellen for mer pålitelige analyseresultater.

Den aksesymmetriske numeriske analysen antar også homogene grunnforhold. Selv om det er undersøkt ulike styrke- og deformasjonsegenskaper for intakt berg, er bergmassekvaliteten, representert ved *GSI*, identisk for samtlige scenarier. Svakhetssoner med redusert bergmassekvalitet vil kunne medføre stabilitetsproblemer av en annen skala. Heller ikke her er grunnvannsstrømning og vanntrykk tatt hensyn til.

Grenselikevektsanalysen har også en rekke begrensninger knyttet til representasjon av grunnforhold. Først og fremst er den begrenset til to ulike orienteringer av foliasjonen. *Unwedge* tillater probabilistisk analyse av sprekkeorientering, men den store variasjonen i rapporterte sprekke-data gjør tolkning av resultatene utfordrende og uoversiktlig. Videre betrakter analysen kun ytterpunktene av mulige sprekkevannsforhold, dvs. fullstendig drenerte forhold eller vanntrykk tilsvarende det teoretiske hydrostatiske trykket på 2,5 MPa. I realiteten vil vanntrykket kunne variere betydelig innenfor dette intervallet, avhengig av grunnvannsforhold og kvaliteten på sprengnings- og injeksjonsarbeidet.

Til slutt er det viktig å fremheve usikkerheten i in-situ bergspenningsmålinger og tolkning av disse. De utførte parameterstudiene dekker kun et utvalg av scenarier som ikke nødvendigvis representerer de faktiske forholdene. For eksempel muliggjør ikke den aksesymmetriske numeriske analysen anisotrope horisontalspenninger, som i den tredimensjonale numeriske analysen ble fremhevet som det mest ugunstige bergspennings-scenariet. Påliteligheten av samtlige utførte analyser er avhengig av at det utføres verifiserende bergspenningsmålinger i drivefasen av prosjektet, som beskrevet i kapittel 9.

10.3 Aspekter ved elastisk og plastisk analyse

Videre drøftes begrensninger ved den elastiske materialmodellen i den tredimensjonale numeriske analysen. Her diskuteres også hvorfor det ikke er utført storskala plastisk analyse. Først og fremst gir en elastisk analyse liten mulighet til å kvantifisere realistiske deformasjoner. Den gir også begrenset informasjon om bruddutvikling. En detaljert numerisk stabilitetsanalyse som inkluderer prediksjon av deformasjoner og bruddutvikling krever anvendelse av en plastisk modell med et mesh av høy kvalitet. Dette er imidlertid krevende å konstruere.

Kvitsøykrysset har også stor utstrekning. Følgelig ville en plastisk analyse krevd stor prosesseringskraft, særlig ved bruk av sekvensiell utgravning. Å gjennomføre en storskala plastisk analyse innenfor tidsrammen for masteroppgaven ble derfor betraktet som urealistisk.

Numerisk prediksjon av plastisk deformasjon og bruddutvikling stiller høye krav til kvaliteten av inngangsparameterne og mulighet for verifisering av resultatene. På nåværende tidspunkt var det derfor mest hensiktsmessig å utføre en kvalitativ vurdering av drivetekniske aspekter, deriblant driverekkefølge, grunnundersøkelser, bergspenningsmålinger og deformasjons-observasjon. Vurderingen kan benyttes til å etablere en detaljert plan for undersøkelsene. På sikt kan resultatene anvendes til kontinuerlig kalibrering av en tredimensjonal plastisk modell med sekvensiell utgravning. Under driving vil gjensidig informasjonsutveksling mellom modellen og installerte instrumenter bidra til å optimalisere den videre driveplanen for kryssområdet.

10.4 Diskusjon av vanskelighetsgrad

Innledningsvis ble entreprise E02 plassert i geoteknisk kategori (GK) 3, basert på tolkningen til Dammyr et al. (2018). Plasseringen er bestemt blant annet som en funksjon av entreprisens vanskelighetsgrad. Ifølge Palmström og Nilsen (2000) skal vanskelighetsgraden reflektere usikkerhet i planlegging og konstruksjon, og i hovedsak avhenge av:

- In-situ ingeniørgeologiske forhold.
- I hvilken grad grunnforholdene vil påvirke det planlagte prosjektet.
- Hvorvidt det finnes pålitelige metoder for å bestemme grunnforholdene og inngangsparametere for analyse.
- Hvorvidt det finnes pålitelige metoder for design av prosjektet.
- Hvorvidt det finnes erfaring fra lignende prosjekter.

Vanskelighetsgraden for entreprise E02 er vurdert som høy, grunnet begrensede muligheter for geologisk kartlegging. Resultater fra utførte grunnundersøkelser indikerer også at det stedvis vil kunne påtreffes meget vanskelige grunnforhold. Vurderingen gjelder imidlertid hele entreprise E02, og de vanskelige grunnforholdene som omtales dreier seg i stor grad om de fremtredende normalforkastningssonene nord og øst for Kvitsøy (se figur 4.1). Det bør derfor drøftes hvorvidt vanskelighetsgraden for Kvitsøykrysset alene tilsvarer den satt for entreprisen som helhet. Fordi planleggingsfasen i stor grad er gjennomført, og utformingen av Kvitsøykrysset bestemt, vil diskusjonen av vanskelighetsgrad i hovedsak dreie seg om konstruksjonsfasen. Det er f.eks. lite hensiktsmessig å drøfte metoder for design.

Grunnforholdene vil ha stor påvirkning på prosjektet. Selv om bergmassen i området for Kvitsøykrysset i hovedsak er forventet å være grønnstein av relativt god kvalitet, foruten de antatt mindre svakhetssonene omtalt i kapittel 8, er påliteligheten til inngangsparameterne benyttet i utførte analyser usikker. Mulighetene for å forbedre kunnskapen om in-situ ingeniørgeologiske forhold før drifvingen når et representativt dyp er også begrenset. Spesielt gjelder dette in-situ bergspenninger. Utførte stabilitetsanalyser har vist hvordan den komplekse utformingen kan medføre et komplisert og til dels uoversiktlig bergspenningsbilde. Det er identifisert flere mulige problemområder utsatt for avspenning eller spenningskonsentrasjon.

Som nevnt er erfaringsgrunnlaget fra lignende prosjekter begrenset. Prosjektet kan til dels sammenlignes med konstruksjon av komplekse gruvegeometrier eller infrastrukturprosjekter i urbane strøk, men innebærer i tillegg særskilte utfordringer tilknyttet undersjøisk tunneldrift. Konstruksjon av Kvitsøykrysset inkluderer også drifving av to vertikale ventilasjonssjakter med metoden sjaktsynking. I Norge er erfaringen på området svært begrenset (Statens vegvesen, 2018b). På bakgrunn av diskuterte forhold gjøres det ingen endringer i vanskelighetsgraden, som forblir høy, identisk med vanskelighetsgraden for entrepriser E02 som helhet.

10.5 Bruk av aksesymmetrisk numerisk analyse for dokumentasjon av stabilitet

I denne oppgaven er aksesymmetrisk numerisk modellering brukt til å analysere stabiliteten av rundkjøringer i fjell. Undertegnedes oppfatning er at dette ikke er en særlig utprøvd metode, til tross for at rundkjøringer i fjell er blitt et relativt vanlig skue langs norske veier.

Det finnes eksempler på norske rundkjøringer i fjell hvor det er gjennomført deformasjonsmålinger for dokumentasjon av stabiliteten, blant annet i Vallaviktunnelen under utvidelsen av tunnelen i forbindelse med byggingen av Hardangerbrua (Dammyr, 2010). Målinger ble utført både i tunnelens heng og i pilaren. Som nevnt kan slik deformasjonsovervåking være et godt utgangspunkt for verifisering og kalibrering av en numerisk analyse, i dette tilfellet av typen aksesymmetrisk. Hvis deformasjonsmålingene suppleres med overvåking av bergspenninger, f.eks. ved bruk av 2D-LTDM, vil kalibrering av modellen forenkles. Modellen kan så benyttes til å anskueliggjøre antatt bruddannelse og verifisere effekten av installert bergsikring. Merk at undertegnede ikke oppfordrer til ukritisk bruk av numerisk analyse som utgangspunkt for dimensjonering av bergsikring. Fremdeles avhenger vellykket anvendelse av aksesymmetrisk numerisk modellering av pålitelige inngangsparametere, f.eks. geologiske forhold, material-egenskaper og in-situ bergspenninger.

11 Konklusjon

I denne masteroppgaven er det utført utvalgte analyser av stabilitet og bergspenningsforhold for Kvitsøykrysset, E39 Rogfast. For å verifisere og supplere eksisterende inngangsparametere er det utført undersøkelser i felt og laboratorium. Oppgaven inneholder også kvalitative vurderinger relatert til svakhetssoner og vannforhold, samt drivetekniske aspekter. De viktigste resultatene fra utførte stabilitetsanalyser er:

- Basert på tredimensjonal numerisk analyse opptrer de største deformasjonene i området rundt rundkjøringene og løp 17. Den mest ugunstige orienteringen av in-situ bergspenninger, vurdert ut ifra elastisk forskyvning, synes å være at σ_H er orientert NØ-SV. Da står minste horisontalspenning omtrent normalt på løp 17.
- Vertikale og horisontale pilarer er utsatt for spenningskonsentrasjon. Stabile pilarer avhenger av et tilstrekkelig omslutningstrykk. På den annen side forventes området hvor hovedløpene passerer under løp 17 å være spenningsavlastet. Strekkspenninger opptrer både normalt på konturen og parallelt med aksene for hovedløpene. Det mest ugunstige scenariet for in-situ bergspenninger er høy vertikalspenning kombinert med anisotrope horisontalspenninger. Scenariet reduserer sikkerheten mot kollaps av horisontale pilarer, samtidig som det øker graden av avspenning i utsatte områder.
- Basert på aksesymmetrisk numerisk analyse av rundkjøringspilarene synes in-situ horisontalspenning å ha neglisjerbar innvirkning på pilarbelastning og bruddutvikling. Vertikalspenning som overskrider overlagingstrykket gir økt bruddannelse i pilaren. Det øker også risikoen for strekkbrudd i tunnelens heng og såle. Ved ugunstig foliasjonsretning eller oppreden av grønnskifer med kalkspatstrukturer reduseres bergmassestyrken betydelig. Selv om dette medfører økt bruddannelse, er pilarkjernen belastet elastisk for samtlige undersøkte forhold.
- Den utførte grenselikevekstanalysen viser at de undersøkte sprekkesettene muliggjør kritisk blokkdannelse i hovedløpene og i løp 17. Det er imidlertid utfordrende å bestemme blokkgeometrien pga. stor variasjon i foliasjonsretningen. Ruheten langs sprekkeplanene har betydelig innvirkning på sannsynlighetsfordelingen til sikkerhetsfaktoren. Selv om bergsikring har varierende effekt på stabiliteten, er sikkerhetsfaktoren etter bolting tilfredsstillende for samtlige undersøkte scenarier hvor vanntrykket er 0. Ved vanntrykk lik 2,5 MPa er sikkerheten uakseptabelt lav, selv etter bergsikring. Horisontalspenninger har en betydelig stabiliserende effekt.

Det er mange usikkerheter og begrensninger tilknyttet de utførte stabilitetsanalysene. Blant dem er forenkling av modellgeometriene, samt den homogene representasjonen av grunnforholdene. Manglende hensyn til diskontinuiteter og grunnvannsforhold er kanskje de mest fremtredende svakhetene ved studien.

12 Videre arbeid

Begrensninger ved de utførte analysene er forsøkt presisert gjennom hele oppgaven. Videre arbeid bør i stor grad dreie seg om å redusere omfanget av disse. Først og fremst er det ønskelig å redusere usikkerheten i eksisterende inngangsparametere og resultater. Deretter bør analysene videreutvikles slik at de i større grad gjenspeiler virkeligheten. Følgende arbeid foreslås utført, f.eks. av fremtidige masterstudenter:

- Triaksialtesting av borkjerner fra Kvitsøy for bestemmelse av Hoek-Brown-konstanten m_i for grønnstein. Her er erfaringsgrunnlaget tynt.
- Utarbeidelse av detaljplan for bergspenningsmålinger og deformasjonsovervåking under driving. Det inkluderer planlegging av 3D-overcoring for verifisering av in-situ bergspenninger, samt fastsettelse av installasjonspunkter for 2D-LTDM og MBPX.
- Optimalisering av driverekkefølge basert på numerisk analyse med plastisk materialmodell og sekvensiell utgraving. Til å begynne med vil det være interessant å fokusere på løp 11, 12 og 17, og hvilken betydning uttaksrekkefølgen har for spenningsavlastning og deformasjon.
- Oppdatering av den geologiske modellen basert på grunnundersøkelser som utføres under driving, spesielt dersom det påvises distinkte svakhetssoner som kan påvirke stabilitet og bergspenningsforhold.
- Videreutvikling av den aksesymmetriske numeriske analysen ved implementering av bergsikring.

Eksisterende tredimensjonale numeriske modell inneholder en rekke geometriske forenklinger. I stedet for å korrigere og videreutvikle denne, vil det være interessant å teste den nyeste beta-versjonen av *RS3*, som blant annet inneholder flere nye verktøy for importering og konstruksjon (Rocscience, 2019b).

Referanser

- Alejano, L. R., Muralha, J., Ulusay, R., Li, C. C., Pérez-Rey, I., Karakul, H., Chryssanthakis, P. & Aydan, Ö. 2018. ISRM Suggested Method for Determining the Basic Friction Angle of Planar Rock Surfaces by Means of Tilt Tests. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 51, 3853-3859. <https://doi.org/10.1007/s00603-018-1627-6>
- Amberg Technologies. 2016. "See ahead - build safer" 3D Tunnel Seismic Prediction with Amberg TSP 303 [Online]. Tilgjengelig fra: https://www.youtube.com/watch?v=KaE7JVm_s7o [Lest 04.02.2019].
- Ask, D. 2012. Bergspänningsmåtningar i borrhål BH-04-11, Krågoy, Kvitsoy kommune. Pöyry SwedPower AB for Statens vegvesen Region vest.
- Aydin, A. 2009. ISRM Suggested method for determination of the Schmidt hammer rebound hardness: Revised version. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46, 627-634. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2008.01.020>
- Bandis, S., Lumsden, A. C. & Barton, N. 1981. Experimental studies of scale effects on the shear behavior of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 18, 1-21.
- Barton, N. 1974. A review of the shear strength of filled discontinuities in rock. *NGI Publication 105*. Oslo: NGI.
- Barton, N. 1988. Predicting the behaviour of underground openings in rock. The 4th Manuel Rocha Memorial Lecture. *NGI Publication 172*. Lisbon: NGI.
- Barton, N. & Bandis, S. Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. I: Barton, N. & Stephansson, O., red. Proceedings of the International Symposium on Rock Joints. Rock Joints. June 4 - June 6, 1990 Loen, Norway. Balkema, 603-610.
- Barton, N. & Choubey, V. 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Journal of the International Society of Rock Mechanics / Felsmekanik / Mécanique des roches*, 10, 1-54. <https://doi.org/10.1007/bf01261801>
- Beitnes, A., Dahle, H. & Myrvang, A. Virgin rock stress measurement - Time for method innovation. I: Lu, M., Li, C. C., Kjørholt, H. & Dahle, H., red. Proceedings of the International Symposium on In-situ Rock Stress. In-situ Rock Stress. Measurement, Interpretation and Application, June 19 - June 21, 2006 Trondheim, Norway. Taylor and Francis/ Balkema, 451-457.
- Cai, M., Kaiser, P. K., Tasaka, Y. & Minami, M. 2007. Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44, 247-265. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2006.07.005>

- Dammyr, Ø. B. 2010. Tunnelene og bergrommene på hver side av Hardangerbrua - oppfølging og dokumentasjon av geologi og bergsikring ved Norges lengste hengebru. *Fjellsprengningsdagen/Bergmekanikkdagen*. Oslo: Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF).
- Dammyr, Ø. B., Farsund, T. Ø., Martinelli, E. & Været, L. 2018. NO-60-GEO Entrepriise E02. Ingeniørgeologisk rapport for Kvitsøytunnelen og Boknafjordtunnelen midt. Konkurransesgrunnlag. Sandvika: Norconsult AS for Statens vegvesen Region vest.
- Deere, D. 1968. Chapter 1 Geological Considerations. *I: Stagg, R. G. & Zienkiewicz, O. C. (red.) Rock Mechanics in Engineering Practice*. London: John Wiley and Sons.
- Deere, D. & Miller, R. P. 1966. Engineering classification and index properties for intact rock. Illinois Univ At Urbana Dept Of Civil Engineering.
- Dhawan, K. R., Singh, D. N. & Gupta, I. D. 2004. Three-Dimensional Finite Element Analysis of Underground Caverns. *International Journal of Geomechanics*, 4, 224-228. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1532-3641\(2004\)4:3\(224\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1532-3641(2004)4:3(224))
- Friestad, L. E. 2012. *Rogfasttunnelen. Analyse av drivetekniske forhold, stabilitet og sikringsbehov for avgreining til Kvitsøy*. Masteroppgave, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet. Institutt for geologi og bergteknikk. Trondheim.
- Gjerde, A. 2003. *Rogfast-tunnelen, ingeniørgeologisk analyse av trasé/linjeføring og tverrsnittsutforming*. Masteroppgave, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet. Institutt for geologi og bergteknikk. Trondheim.
- Goodman, R. E. & Shi, G. 1985. *Block theory and its application to rock engineering*, New Jersey, Prentice-Hall.
- Grøneng, G. & Nilsen, B. 2009. Procedure for determining input parameters for Barton-Bandis joint shear strength formulation. *Report 38*. Trondheim: Department of geology and mineral resources engineering, NTNU.
- Hoek, E. 2007a. Factor of safety and probability of failure. *Practical Rock Engineering*. Toronto: Rocscience Inc.
- Hoek, E. 2007b. Rock mass properties. *Practical Rock Engineering*. Toronto: Rocscience Inc.
- Hoek, E. 2007c. Structurally controlled instability in tunnels. *Practical Rock Engineering*. Toronto: Rocscience Inc.
- Hoek, E. & Brown, E. T. 1997. Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34, 1165-1186.
- Hoek, E. & Brown, E. T. 2018. The Hoek–Brown failure criterion and GSI – 2018 edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.08.001>
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. & Corkum, B. Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition. Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium, 2002 Toronto, Canada. 267-273.

- Hoek, E. & Diederichs, M. S. 2006. Empirical estimation of rock mass modulus. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 43, 203-215.
- Hoek, E. & Marinos, P. 2000. Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses. *Tunnels and tunnelling international*, 32, 45-51.
- Holmøy, K. H. 2008. *Significance of geological parameters for predicting water leakage in hard rock tunnels*. Doctoral thesis, Norwegian University of Science and Technology. Faculty of Engineering Science and Technology. Department of Geology and Mineral Resources Engineering. Trondheim.
- Holmøy, K. H., Grønv, E., Lienhard, E. & Trinh, N. 2012. Geologisk rapport for E39 Rogfast. Vedlegg til Temarapport Geologi. SINTEF Byggforsk Infrastruktur.
- Holmøy, K. H., Trinh, N. & Backer, L. 2015. 3D-numerisk analyse, Follobanen/Ekeberg tunnelene. *Fjellsprengningsdagen/Bergmekanikkdagen*. Oslo: Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF).
- International Society of Rock Mechanics 1978. Suggested methods for determining hardness and abrasiveness of rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 15, 89-97.
- International Society of Rock Mechanics 1979. Suggested methods for determining uniaxial strength and deformability of rock materials. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 16, 135-140.
- Jiang, Q., Su, G., Feng, X., Chen, G., Zhang, M. & Liu, C. 2018. Excavation Optimization and Stability Analysis for Large Underground Caverns Under High Geostress: A Case Study of the Chinese Laxiwa Project. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 52, 895-915. <https://doi.org/10.1007/s00603-018-1605-z>
- Larsen, T. & Hagen, S. A. 2016. Hydraulisk splitting ved Kvitsøy og Tungenes. E39 Rogfast. SINTEF Byggforsk Infrastruktur for Norconsult AS.
- Li, C. C. 2017. Rock Mechanics. *Compendium for TGB4210 Rock Mechanics, basic course*. Trondheim: Norwegian University of Science and Technology (NTNU).
- Lu, M. Interpretation of in-situ rock stress measurement by overcoring. *I: Lu, M., Li, C. C., Kjørholt, H. & Dahle, H., red. Proceedings of the International Symposium on In-situ Rock Stress. In-situ Rock Stress. Measurement, Interpretation and Application, June 19 - June 21, 2006 Trondheim, Norway. Taylor and Francis/ Balkema, 393-397.*
- Mathiassen, S. F. 2018. *Vurdering av stabilitet og bergspenningsforhold for Kvitsøykrysset, E39 Rogfast*. Prosjektoppgave, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet. Institutt for geovitenskap og petroleum. Trondheim.
- NGI 2015. Bruk av Q-systemet. Bergmasseklassifisering og bergforsterkning. Oslo: Norges Geotekniske Institutt (NGI).
- Nilsen, B., Lindstrøm, M., Mathiesen, T. K., Holmøy, K. H., Olsson, R. & Palmström, A. 2011. Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering. Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG).

- Nilsen, B. & Palmström, A. 2001. Stability and water leakage of hard rock subsea tunnels. *I: Adachi et al. (red.) Conference on Modern Tunneling Science and Technology*. Kyoto, Japan: Swets & Zeitlinger.
- Nilsen, B. & Palmström, A. Engineering geological key factors for planning and constructing hard rock subsea tunnels. *I: Senneset, K., Flaate, K. & Østlid, H., red. Proceedings of the Fifth Symposium on Strait Crossings*. June 21 - June 24, 2009 Trondheim, Norway. Tapir, 403-408.
- Nordal, S. 2018. The Finite Element Method. *Compendium for TBA4116 Geotechnical Engineering, advanced course*. Trondheim: Norwegian University of Science and Technology (NTNU).
- Palmström, A. 1995. *RMi - a rock mass characterization system for rock engineering purposes*. Doctoral thesis, University of Oslo. Faculty of Mathematics and Natural Sciences. Department of Geology. Oslo.
- Palmström, A. & Nilsen, B. 2000. *Engineering Geology and Rock Engineering. Handbook No 2*, Oslo, Norway, Norwegian Tunneling Society / Norwegian Group for Rock Mechanics.
- Palmström, A. & Singh, R. 2001. The deformation modulus of rock masses — comparisons between in situ tests and indirect estimates. *Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research*, 16, 115-131.
[https://doi.org/10.1016/s0886-7798\(01\)00038-4](https://doi.org/10.1016/s0886-7798(01)00038-4)
- Pande, G. N., Beer, G. & Williams, J. R. 1990. *Numerical Methods in Rock Mechanics*, Chichester, England, John Wiley & Sons Ltd.
- Rocscience 2017a. *RS2*. 9.0 utg. Toronto: Rocscience Inc.
- Rocscience 2017b. *RS3*. 2.0 utg. Toronto: Rocscience Inc.
- Rocscience 2017c. *Unwedge*. 4.0 utg. Toronto: Rocscience Inc.
- Rocscience. 2019a. *Initial Stiffness Method* [Online]. Tilgjengelig fra:
https://www.rocscience.com/help/rs2/pdf_files/theory/Initial_Stiffness_Method.pdf
[Lest 22.01.2019].
- Rocscience. 2019b. *RS3: Modeling Complex 3D Geometry Without the Frustration* [Online]. Tilgjengelig fra: <https://www.rocscience.com/about/news-events/rs3-modeling-complex-3d-geometry-without-the-frustration> [Lest 13.05.2019].
- Rocscience. 2019c. *Unwedge Theory Manual - Factor of Safety Calculations* [Online]. Tilgjengelig fra:
https://www.rocscience.com/help/unwedge/pdf_files/theory/unwedge_theory.pdf [Lest 17.01.2019].
- Russo, G., Kalamaras, G. S. & Grasso, P. 1998. A discussion on the concepts of geomechanical classes behavior categories and technical classes for an underground project. *Gallerie e grandi opere sotterranee*, 54, 40-51.

- Rønning, J. S., Dalsegg, E., Dehls, J. F., Haase, C., Nordgulen, Ø., Olesen, O., Saintot, A. & Solli, A. 2006. Geological and geophysical investigations for the Rogfast project. *NGU Report 2006.076*. Trondheim: Geological Survey of Norway (NGU).
- Saintot, A. & Solli, A. 2011. Geological investigations by drill core logging for the Rogfast tunnel project. *NGU Report 2011.034*. Trondheim: Geological Survey of Norway (NGU).
- Sjöberg, J. & Klasson, H. 2003. Stress measurements in deep boreholes using the Borre (SSPB) probe. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40, 1205-1223. [https://doi.org/10.1016/s1365-1609\(03\)00115-1](https://doi.org/10.1016/s1365-1609(03)00115-1)
- Sjöberg, J., Perman, F., Leander, M. & Saiang, D. Three-dimensional analysis of tunnel intersections for a train tunnel under Stockholm. Proceedings of the North American Tunneling Conference. June 10 - June 15, 2006 Chicago, USA. Taylor and Francis Group.
- Solli, A. & Nordgulen, Ø. 2014. Geological investigations for the ROGFAST project in the area between Kvitsøy and Bokn. *NGU Report 2014.054*. Trondheim: Geological Survey of Norway (NGU).
- Standard Norge 1997. Norsk Standard. NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2016. Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler.
- Statens vegvesen 2016. Håndbok N500. Vegtunneler. Statens vegvesen, Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen. 2018a. *Den største Rogfast-kontrakten er kunngjort* [Online]. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/Europaveg/e39rogfast/Nyhetsarkiv/den-storste-rogfast-kontrakten-er-kunngjort> [Lest 04.11.2018].
- Statens vegvesen. 2018b. *Til Afrika for å lære* [Online]. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/Europaveg/e39rogfast/Nyhetsarkiv/til-afrika-for-a-laere> [Lest 23.05.2019].
- Stimpson, B. 1981. A suggested technique for determining the basic friction angle of rock surfaces using core. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 18, 63-65.
- Todnem, S. 2014. *Rogfast, analyse av TBM-driving gjennom svakhetszone med fokus på skvising*. Masteroppgave, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet. Institutt for geologi og bergteknikk. Trondheim.
- Trinh, N., Holmøy, K. H., Larsen, T. & Myrvang, A. Continued Rock Stress and Displacement Measurements Combined With Numerical Modeling as an Active, Realistic Rock Engineering Tool. *I: Johansson & Raasakka, red. Proceedings of the 7th International Symposium on In-Situ Rock Stress, May 12-16, 2016 Tampere, Finland*. International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering, 181-193.
- Trinh, N., Holmøy, K. H. & Sagen, H. W. 2017. Warning system during construction of Follobanen tunnels under the Ekeberg tunnels. *Fjellsprengningsdagen/Bergmekanikdagen*. Oslo: Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF).

- Trinh, N., Holmøy, K. H. & Sagen, H. W. 2018. Numerical analyses for junction between Follo Line and Ekeberg tunnels. *Fjellsprengningsdagen/Bergmekanikkdagen*. Oslo: Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF).
- Vatcher, J., McKinnon, S. D. & Sjöberg, J. Mine-scale numerical modelling, seismicity and stresses at Kiirunavaara Mine, Sweden. *I: Potvin, Y. & Hudyma, M., red. Proceedings of the Seventh International Conference on Deep and High Stress Mining. Deep Mining, 2014a Sudbury, Canada. Australian Centre for Geomechanics, 363-376.*
- Vatcher, J., McKinnon, S. D., Sjöberg, J. & Dahnér, C. Modelling Methodology: Structural Geology and Rock Mass Behavior at Kiirunavaara Mine. *I: Alejano, Perucho, Olalla & Jiménez, red. ISRM Regional Symposium. EUROCK. Rock Engineering and Rock Mechanics: Structures in and on Rock Masses, 2014b Vigo, Spain. Taylor & Francis Group, 643-648.*
- Vik Ørsta AS. 2019. *Produktark for CT-Bolt M20* [Online]. Tilgjengelig fra: https://www.vikorsta.no/globalassets/vik-orsta/berg/ct-bolt-m20_2014-04_en_small.pdf [Lest 08.02.2019].
- Wyllie, D. C. & Mah, C. W. 2004. *Rock slope engineering. Civil and mining. 4th ed.*, New York, Spon Press. Taylor & Francis Group.
- Zhu, W. & Zhao, J. 2004. Construction Mechanics and Optimisation of Excavation Schemes. *I: Hudson, J. A. (red.) Stability Analysis and Modelling of Underground Excavations in Fractured Rocks*. Oxford: Elsevier.

